



**ÉTAT DE L'ART ET
RECOMMANDATIONS POUR LE
DIMENSIONNEMENT DES TUYAUX
POUR MICROTUNNELAGE**

N°2 - Sept 1994



FSTT
*Comité Français
pour les Travaux
Sans Tranchée*

3, rue Berri
75008 PARIS
Tél : 43.59.95.61
Fax : 43.59.95.60

L'OBJET DE L'ASSOCIATION

L'association FSTT de caractère scientifique et technique a pour objet la promotion, la connaissance, la formation et la pratique des méthodes sans tranchée pour les travaux relatifs aux canalisations des réseaux enterrés de toute nature.

Ces méthodes sans tranchée s'entendent en souterrain, sans creusement de tranchée pour l'entretien, la rénovation et le remplacement des ouvrages existants et la construction d'ouvrages neufs de réseaux publics, privés ou concessionnaires. Ce domaine d'activité couvre toutes les techniques de repérage ou de cartographie de ces réseaux.

Le champ d'application s'étend au domaine non visible soit tout ouvrage enterré de dimension inférieur ou égal à 1200 mm ou équivalent s'il s'agit d'un ouvrage non circulaire.

LES STATUTS DE LA FSTT

Créé le 4 Juillet 1990, le Comité Français pour les travaux sans tranchée - FSTT dans sa dénomination française et French Society for Trenchless Technology pour ses rapports internationaux est une association régie par la loi 1901 à but non lucratif. Il se compose de membres fondateurs, de membres actifs et de membres honoraires. Cette association est administrée par un conseil élu par assemblée générale ; ce même conseil d'administration élit un bureau exécutif.

LES OBJECTIFS DE L'ASSOCIATION

Les diverses actions doivent se développer selon plusieurs axes :

- La promotion des techniques sans tranchée (faire connaître ces techniques par de l'assistance, expertise en encouragement et même enseignement).
- La réglementation - normalisation (élaboration de normes, de cahiers techniques contractuels, réglementations diverses).
- La recherche (matériel, guidage, reconnaissance, matériaux, outils d'aide au diagnostic...).
- L'information, Communication (revues, brochures, livres, conférences, colloques, centre de documentation).
- Vie associative (Missions, Voyages d'études, séminaires, remises de prix).



ÉTAT DE L'ART ET RECOMMANDATIONS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES TUYAUX POUR MICROTUNNELAGE

Document établi par

Atelier 1 : *Tuyaux - Revêtement*

PARTICIPANTS



Liste des personnes ayant participé à l'élaboration de ce document :

l'animateur de l'atelier n°1

L. Monfront BONNA

et

*F. Dutruel C.E.R.I.B.
D. Gailly BONNA
P. Henri BONNA
J.-M. Joussin ETERNIT*

et

des membres de l'atelier n°3

Ce document reflète l'état actuel de connaissance et de développement en matière de méthodes de réalisation et de moyens de reconnaissance ; certains aspects abordés dans cette présentation sont susceptibles d'évolution et pourront nécessiter ultérieurement des adaptations.

SOMMAIRE

1	INTRODUCTION	5
2	ÉTAT DE L'ART SUR LES ACTIONS EXERCÉES SUR LES TUYAUX POUR MICROTUNNELAGE	5
2.1	La contrainte verticale du terrain	6
2.2	Les surcharges	8
2.3	La pression latérale du sol	11
2.4	Les pressions hydrauliques : présence d'une nappe phréatique	11
2.5	Le frottement sur les tuyaux	12
2.6	Les efforts de poussée sur les tuyaux	14
3	RECOMMANDATIONS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES TUYAUX POUR MICROTUNNELAGE	16
3.1	La contrainte verticale du terrain	16
3.2	Les surcharges	17
3.3	La pression latérale du sol	17
3.4	Les pressions hydrauliques : présence d'une nappe phréatique	18
3.5	Le frottement sur les tuyaux	18
3.6	Les efforts de poussée sur les tuyaux	18
4	BIBLIOGRAPHIE	18

NOTATION

a	: largeur de la couronne de poussée
b	: largeur du prisme de sol appliqué sur la conduite
c	: cohésion du sol
De	: diamètre extérieur de la conduite
Di	: diamètre intérieur de la conduite
dl	: élément différentiel de l'arc de cercle
dS	: élément de surface
e	: excentricité de l'effort de poussée
f	: coefficient de frottement sol-tuyau
F_N	: force normale à l'interface sol-tuyau
h	: profondeur de la conduite par rapport à la surface du sol
h_w	: hauteur de la nappe phréatique par rapport à la génératrice supérieure du tuyau
K	: coefficient de pression horizontale
k	: coefficient de TERZAGHI
K_1	: coefficient de MARSTON
k_1	: coefficient de TERZAGHI pour le sol hors nappe
k_2	: coefficient de TERZAGHI pour le sol sous nappe
L	: longueur de la conduite
$\emptyset$	: coefficient dynamique pour les charges ferroviaires
p_s	: pression hydraulique sur la charge ferroviaire
P_V	: contrainte verticale des terres sur la conduite
P_{V1}	: contrainte verticale minimale des terres sur la conduite préconisée par l'A.F.T.E.S.
P_{V2}	: contrainte verticale de la conduite par la théorie de MARSTON
P_{V3}	: contrainte verticale de la conduite par la théorie de MARSTON pour un sol cohérent
q_o	: surcharge sur la génératrice supérieure de la conduite
q_s	: surcharge permanente à la surface du sol
R_c	: effort de frottement lié au terrain et aux surcharges
R_T	: effort de frottement lié au poids de la conduite
t	: épaisseur de la conduite
V	: effort de poussée sur la conduite
Z	: profondeur de la conduite par rapport au plan de roulement de la charge ferroviaire
z	: profondeur par rapport à la surface du sol
α	: angle entre deux tuyaux adjacents
δ	: angle de frottement sol-remblai
μ	: coefficient de frottement interne du sol
γ'	: poids volumique du sol déjaugé
γ	: poids volumique du sol
γ_w	: poids volumique de l'eau
φ	: angle de frottement interne du sol
θ	: angle au centre du tuyau
σ_{EV}	: contrainte verticale exercée par le sol sur la conduite
σ_h	: contrainte horizontale
σ_{max}	: contrainte maximale de poussée sur le tuyau
σ_N	: contrainte normale
σ_o	: contrainte moyenne de la poussée sur les tuyaux
σ_v	: contrainte verticale
τ	: contrainte de cisaillement

ETAT DE L'ART ET RECOMMANDATIONS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES TUYAUX POUR MICROTUNNELAGE

Lionel MONFRONT *

* : Société des Tuyaux BONNA

1. - INTRODUCTION

La technique du microtunnelage est de plus en plus utilisée pour la mise en place de canalisations, d'assainissement notamment. Le dimensionnement correct des conduites conditionne la bonne exécution des travaux et la tenue dans le temps des ouvrages. Il n'existe pourtant pas de réglementation française en la matière, le Fascicule 70 du Cahier des Clauses Techniques Générales ne traitant que des ouvrages mis en oeuvre de façon traditionnelle dans des tranchées.

Le présent document présente donc, dans une première partie, les actions s'exerçant sur les tuyaux rigides (au sens du fascicule 70) pour microtunnelage en phase d'exécution et en phase définitive. Il tient donc compte non seulement des actions transversales mais aussi des actions longitudinales dues à la poussée des tuyaux lors de leur mise en place.

Dans la seconde partie du document, une méthode de dimensionnement est proposée afin de permettre la conception d'un projet de canalisations posées par microtunnelage.

2. - ÉTAT DE L'ART SUR LES ACTIONS EXERCÉES SUR LES TUYAUX POUR MICROTUNNELAGE

Dans la présentation qui suit, on néglige l'interaction sol-structure pour le calcul des efforts exercés par le terrain sur la canalisation en section transversale: on considère que les charges du sol sont appliquées intégralement sur les tuyaux. Par contre, le frottement entre le terrain de la conduite est pris en compte dans le calcul des efforts longitudinaux.

Les actions s'exerçant sur les tuyaux pour microtunnelage peuvent être divisées en :

- **actions transversales** : charge verticale du terrain, surcharges permanentes ou de circulation, poussée latérale du terrain, pressions hydrauliques dues à la présence d'une nappe phréatique ...

- **actions longitudinales** : frottement du terrain sur la conduite, effort de poinçonnement du terrain au front de taille, poussée des tuyaux ...

Ces actions dépendent des conditions du projet mais également des modes d'exécution. Nous développerons ce point dans la suite de ce rapport.

Il n'existe actuellement en France aucune réglementation spécifique au calcul des actions du terrain exercées sur les tuyaux posés par les techniques sans tranchée. La seule réglementation existante concerne les tuyaux posés en tranchée. Elle est exposée par le Fascicule 70 "Ouvrages d'Assainissement" du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG) [1].

Le domaine de la pose des tuyaux par des techniques sans tranchée est très peu exploré. Nous exposerons donc différentes méthodes de calcul des actions du terrain sur les tuyaux. En ce qui concerne par contre le calcul des efforts de poussage et, en particulier, le frottement le long des tuyaux, les connaissances sont à l'heure actuelle très réduites et l'on procède généralement plus par ordre de grandeur que par référence à des recommandations ou à des expérimentations. Nous présenterons une approche du calcul de la résistance au frottement. Les valeurs numériques considérées nécessitent d'être vérifiées expérimentalement. Ceci fait l'objet d'études qui seront menées notamment dans le cadre du Projet National "Microtunnels".

2.1. - La contrainte verticale du terrain

2.1.a. - Le modèle de Terzaghi

Le creusement du microtunnel perturbe l'état initial des contraintes dans le terrain situé autour de la conduite.

Ce phénomène est dû à la relaxation du sol par suite de l'ouverture d'un trou. Le nouvel état de contraintes ne peut être déterminé qu'à l'aide d'un modèle.

Le modèle présenté ici suppose que le terrain situé au-dessus de la conduite s'affaisse par rapport à deux plans verticaux (fig. 1).

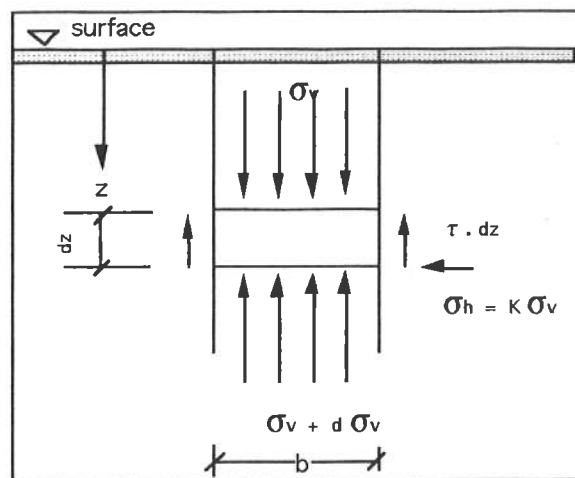


figure 1 - Équilibre d'une tranche horizontale de sol - Modèle de Terzaghi

En tenant compte des contraintes de cisaillement suivant ces plans, on peut formuler l'équilibre d'une tranche suivant la direction verticale ($\Sigma \sigma_v = 0$) :

$$[1] \quad \gamma \cdot b \cdot dz + \sigma_v \cdot b - (\sigma_v + d\sigma_v) \cdot b - 2 \cdot (c + \sigma_v \cdot K \cdot \tan \delta) \cdot dz = 0$$

où :

γ : poids volumique du sol (kN/m^3)

c : cohésion (kN/m^2)

δ : angle de frottement sol remblai

$\tau = c + \sigma_v \cdot K \cdot \tan \delta$ [kN/m^2] (critère de Mohr-Coulomb)

K : coefficient de pression horizontale du sol égal au rapport de contrainte horizontale et verticale.

On obtient l'équation différentielle :

$$[2] \quad \frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{2 \cdot c}{b} - \frac{2 \cdot K \cdot \sigma_v \cdot \tan \delta}{b}$$

La solution de cette équation, pour $z = h$ (génératrice supérieure de la conduite) est :

$$[3] \quad \sigma_{EV} = \frac{h \cdot (\gamma - \frac{2 \cdot c}{b})}{2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot h/b} \cdot (1 - e^{-2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot h/b}) \quad (\text{kPa})$$

En utilisant la notation suivante :

$$[4] \quad \sigma_{EV} = k \cdot \gamma \cdot h \quad (\text{KN/m}^2)$$

On introduit le coefficient k qui permet de prendre en compte l'effet de voûte du terrain.

Si le terrain sus-jacent est non-cohérent le coefficient k devient :

$$[5] \quad k = \frac{1 - e^{-2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot h/b}}{2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot h/b}$$

En conséquence, le calcul de la contrainte verticale σ_{EV} du terrain sur le toit de la conduite dépend :

- de la hauteur de la couverture h
- de la densité du terrain de couverture γ
- du coefficient de pression horizontale du sol au-dessus de l'excavation K
- de la largeur du terrain influencé b
- de l'angle de frottement sol-remblai δ .

Les paramètres h et γ peuvent être déterminés aisément.

Par contre K , b et δ sont les paramètres qui doivent tenir compte d'un certain nombre de considérations supplémentaires.

2.1.a.1 - Le modèle expérimental de Terzaghi

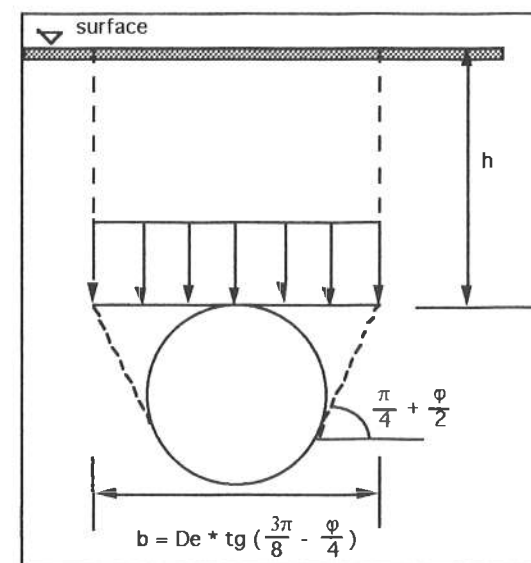


Figure 2 - Formation des coins de cisaillement - Modèle de Terzaghi

Dans le modèle de Terzaghi [2], la largeur "b" est calculée en tenant compte de la formation de deux coins de cisaillement inclinés à $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ par rapport à l'horizontale (figure 2), soit

$$[6] \quad b = De \cdot \tan \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\phi}{4} \right)$$

De étant le diamètre extérieur de la conduite.

A titre d'exemple : $\phi = 25^\circ$ $b = 1,82 \text{ De}$

$\phi = 30^\circ$ $b = 1,73 \text{ De}$

$\phi = 35^\circ$ $b = 1,65 \text{ De}$

L'angle de frottement sol-conduite δ est pris égal à ϕ , l'angle de frottement interne du terrain.

L'analyse physique du phénomène conduit aux deux observations suivantes :

- lorsque la couverture de terrain au-dessus de la conduite est faible ($h \leq b$), les mouvements de décompression provoqués par le fonçage risquent d'intéresser la masse totale du terrain recouvrant la conduite et l'effet de voûte est en général négligé [3].

- quand la conduite est creusée à grande profondeur, l'effet de voûte ne s'étendra pas au-delà d'une distance $2,5 \cdot b$ [4] au-dessus de la clé de la conduite.

On exprime donc la contrainte verticale du terrain comme suit :

si $h \leq b$

$$[7] \quad \sigma_{EV} = \gamma \cdot h$$

si $b < h \leq 2,5 \cdot b$

$$[8] \quad \sigma_{EV} = \frac{b \cdot (\gamma - \frac{2 \cdot c}{b})}{2 \cdot K \cdot \tan \phi} \cdot (1 - e^{-\frac{2 \cdot K \cdot \tan \phi \cdot h}{b}})$$

si $h > 2,5 \cdot b$

$$[9] \quad \sigma_{EV} = \frac{\gamma \cdot b - 2 \cdot c}{2 \cdot K \cdot \tan \phi}$$

La valeur de K a été déterminée expérimentalement pour les sables : $K \approx 1$ [2].

Il est à noter que la méthode de Terzaghi est appliquée au Japon avec les mêmes valeurs de b , ϕ et K [5].

2.1.a.2. - Calcul suivant la méthode ATV A 161

Le calcul des tuyaux par microtunnelage selon la norme allemande ATV A 161 est une adaptation du modèle de Terzaghi [6].

La largeur b est déterminée par : $b = De \sqrt{3}$ ce qui correspond à un angle $\phi = 30^\circ$ (voir figure 3).

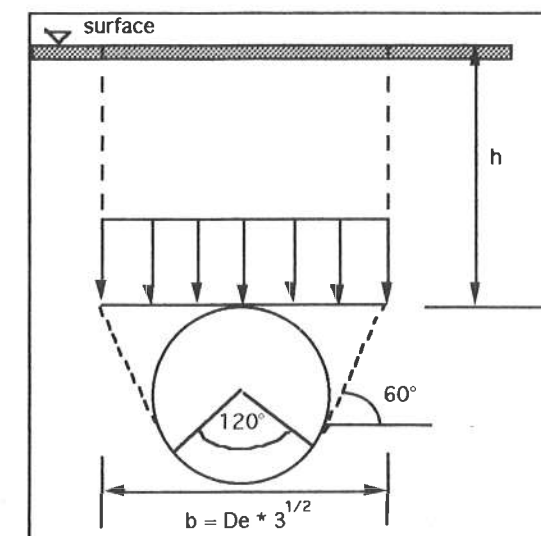


Figure 3 - Formation des coins de cisaillement - Modèle ATV A 161

L'angle de frottement sol-remblai est pris égal à :

$$\delta = \frac{\phi}{2}; \quad \phi \text{ angle de frottement interne du sol.}$$

Le coefficient de pression horizontale du sol sur les plans de glissement est égal à $K = 0,5$ [5].

2.1.b. - Le modèle de Léonards

La formule de Léonards [6] est établie à partir de la théorie du Professeur Marston pour une tranchée égale au diamètre extérieur de l'ouvrage (figure 4). Cette théorie se base sur les mêmes principes que celle de Terzaghi mais les plans de cisaillement considérés sont les bords de la tranchée.

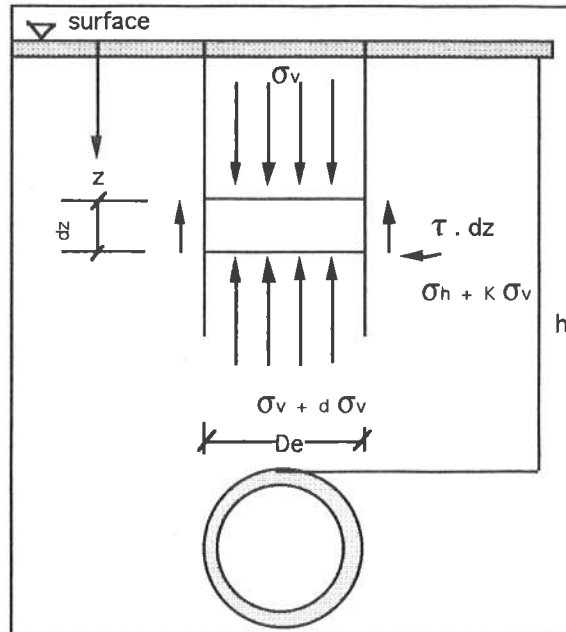


Figure 4 - Équilibre d'une tranche horizontale du sol - Formule de Léonards

En écrivant l'équilibre de la tranche de hauteur dz suivant la direction verticale :

$$\boxed{10} \quad \gamma De dz + \sigma_v De - (\sigma_v + d\sigma_v) De - 2(c + \sigma_v K\mu) dz = 0$$

où :

γ : poids volumique du terrain (kN/m³)

c : cohésion (KN/m²)

$\tau = c + \sigma_v K\mu$

$$K\mu = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \cdot \tan \phi$$

où :

K est le coefficient de poussée active des terres

μ est le coefficient de frottement interne du sol.

On obtient l'équation différentielle :

$$\boxed{11} \quad \frac{d\sigma_v}{dz} = \left(\gamma - \frac{2c}{De} \right) - 2K\mu \frac{\sigma_v}{De}$$

La solution de cette équation, pour $z = h$ (génératrice supérieure de la conduite) est :

$$\boxed{12} \quad \sigma_{EV} = K_1 \cdot h \left(\gamma - \frac{2c}{De} \right)$$

avec :

$$\boxed{13} \quad K_1 = \frac{1 - e^{-2K\mu \frac{h}{De}}}{2K\mu \frac{h}{De}}$$

2.2. - Les surcharges

2.2.a. - Généralités

L'application de surcharges va augmenter la contrainte verticale, mais aussi la contrainte horizontale au droit du tuyau. On distingue :

- les surcharges permanentes dues à l'existence de remblais, bâtiments, ...
- les surcharges intermittentes dues à la circulation (routière, ferroviaire ou aérienne).

2.2.b. - Les surcharges permanentes

Les surcharges permanentes sont généralement dues à des charges de constructions à l'aplomb ou proche de la conduite. Dans le cas de charges désaxées, un calcul particulier devra être mené.

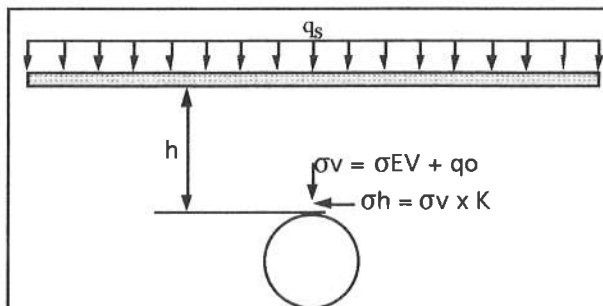


Figure 5 - Influence de la surcharge q_s

La surcharge q_s entraîne une augmentation de la contrainte verticale que l'on peut calculer par la méthode de Terzaghi et qui a pour expression :

$$\boxed{14} \quad q_0 = q_s \cdot e^{-2K \cdot \tan \phi \cdot h/b}$$

Cette méthode de calcul est celle adoptée par le Fascicule 70 qui adopte $K \cdot \tan \phi = 0,15$.

2.2.c. - Les surcharges de circulation

Les surcharges de circulation peuvent être dues :

- à la circulation routière,
- à la circulation ferroviaire,
- à des circulations exceptionnelles.

Ces surcharges sont définies réglementairement.

2.2.c.1. - Circulation routière

Le Fascicule 70 définit les charges routières à prendre en compte pour le calcul des ouvrages d'assainissement.

Elles correspondent au système de charge le plus défavorable du convoi type Bc défini par le Fascicule 72-21 bis du CPC [7] affecté de coefficients de majoration dynamique.

La valeur de cette surcharge q_0 est donnée par le tableau 6.

Hauteur	Diamètre Nominal												
en m	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
0,80	72,58	72,29	71,93	71,49	70,42	69,11	67,62	65,98	64,22	62,37	60,47	58,54	56,61
1,00	57,55	57,39	57,19	56,94	56,33	55,57	54,67	53,66	52,57	51,39	50,17	48,90	47,61
1,20	47,30	47,20	47,08	46,93	46,54	46,07	45,51	44,87	44,16	41,40	42,58	41,74	40,87
1,40	40,03	39,98	39,89	39,79	39,54	39,24	38,86	38,45	37,98	37,46	36,92	36,34	35,75
1,60	34,68	34,63	34,58	34,51	34,35	34,14	33,90	31,61	33,29	32,94	32,56	32,16	31,74
1,80	30,58	30,55	30,51	30,47	30,35	30,22	30,04	29,84	29,62	29,37	29,10	28,82	28,52
2,00	27,34	27,32	27,30	27,26	27,18	27,08	26,96	26,82	26,66	26,48	26,29	26,08	25,86
2,20	24,71	24,69	24,67	24,65	24,59	24,52	24,42	24,32	24,20	24,07	23,93	23,78	23,62
2,40	22,51	22,50	22,48	22,46	22,42	22,37	22,30	22,22	22,13	22,03	21,92	21,81	21,68
2,60	20,63	20,63	20,62	20,61	20,57	20,53	20,48	20,42	20,34	20,27	20,18	20,10	20,00
2,80	19,02	19,01	19,01	18,99	18,97	18,94	18,90	18,85	18,79	18,74	18,66	18,59	18,51
3,00	17,61	17,59	17,59	17,50	17,57	17,54	17,50	17,46	17,42	17,37	17,32	17,26	17,19
3,50	14,72	14,71	14,70	14,70	14,69	14,67	14,65	14,63	14,60	14,57	14,54	14,50	14,46
4,00	12,50	12,50	12,49	12,49	12,48	12,46	12,46	12,44	12,42	12,39	12,38	12,34	12,37
4,50	10,74	10,74	10,74	10,74	10,74	10,72	10,71	10,70	10,68	10,67	10,66	10,63	10,61
5,00	9,32	9,34	9,33	9,32	9,32	9,30	9,30	9,30	9,28	9,27	9,26	9,24	9,23
5,50	8,15	8,18	8,16	8,17	8,16	8,16	8,14	8,14	8,13	8,12	8,12	8,10	8,09
6,00	7,20	7,20	7,19	7,20	7,19	7,18	7,19	7,18	7,18	7,17	7,17	7,15	7,14

Hauteur en m	Diamètre Nominal											
	1300	1400	1500	1600	1800	2000	2200	2500	2800	3000	3200	3500
0,80	54,68	52,78	50,94	49,14	45,78	42,79	40,21	37,13	34,99	34,06	33,44	32,92
1,00	46,31	45,02	43,74	42,49	40,12	37,96	36,06	33,71	32,00	31,17	30,55	29,90
1,20	39,99	39,10	38,22	37,34	35,68	34,09	32,67	30,88	29,48	28,76	28,17	27,46
1,40	35,14	34,52	33,90	33,28	32,06	30,92	29,86	28,46	27,31	26,68	26,14	25,44
1,60	31,31	30,88	30,43	29,98	29,10	28,24	27,43	26,34	25,38	24,83	24,34	23,68
1,80	28,22	27,90	27,58	27,24	26,58	25,94	25,31	24,43	23,64	23,16	22,72	22,10
2,00	25,63	25,40	25,16	24,91	24,42	23,91	23,42	22,70	22,04	21,62	21,23	20,67
2,20	23,44	23,26	23,08	22,90	22,50	22,11	21,72	21,14	20,58	20,22	19,86	19,35
2,40	21,55	21,42	21,27	21,13	20,82	20,50	20,18	19,70	19,22	18,90	18,60	18,14
2,60	19,90	19,78	19,67	19,56	19,31	19,06	18,79	18,38	17,97	17,70	17,42	17,02
2,80	18,43	18,34	18,26	18,16	17,96	17,74	17,52	17,18	16,82	16,58	16,34	15,98
3,00	17,13	17,06	16,98	16,90	16,74	16,56	16,37	16,07	15,77	15,55	15,34	15,02
3,50	14,42	14,37	14,32	14,26	14,15	14,03	13,90	13,70	13,47	13,32	13,16	12,91
4,00	12,29	12,26	12,22	12,18	12,10	12,02	11,93	11,78	11,61	11,49	11,37	11,18
4,50	10,59	10,57	10,54	10,51	10,46	10,39	10,32	10,21	10,08	9,99	9,90	9,75
5,00	9,22	9,19	9,18	9,15	9,11	9,06	9,01	8,92	8,82	8,75	8,68	8,57
5,50	8,08	8,06	8,05	8,03	8,00	7,96	7,92	7,85	7,78	7,72	7,66	7,57
6,00	7,14	7,13	7,11	7,10	7,07	7,04	7,01	6,95	6,90	6,85	6,81	6,74

Ce tableau est établi pour des épaisseurs de paroi telles que : $D_{\text{extérieur}} = 1,2 D_{\text{intérieur}}$

$D_{\text{extérieur}}$ = diamètre extérieur du tuyau

$D_{\text{intérieur}}$ = diamètre intérieur du tuyau

Tableau 6 - Pression due aux charges roulantes (kN/m²) (coefficients dynamiques inclus)

2.2,c,2. - Circulation ferroviaire

La SNCF définit les charges ferroviaires à prendre en compte pour le calcul des conduites enterrées dans l'annexe 1 au Fascicule NG EF 9C5 n° 1 [7].

La figure 7 donne les valeurs de la surcharge p_s en fonction de la profondeur de la conduite et de l'existence d'une ou plusieurs voies.

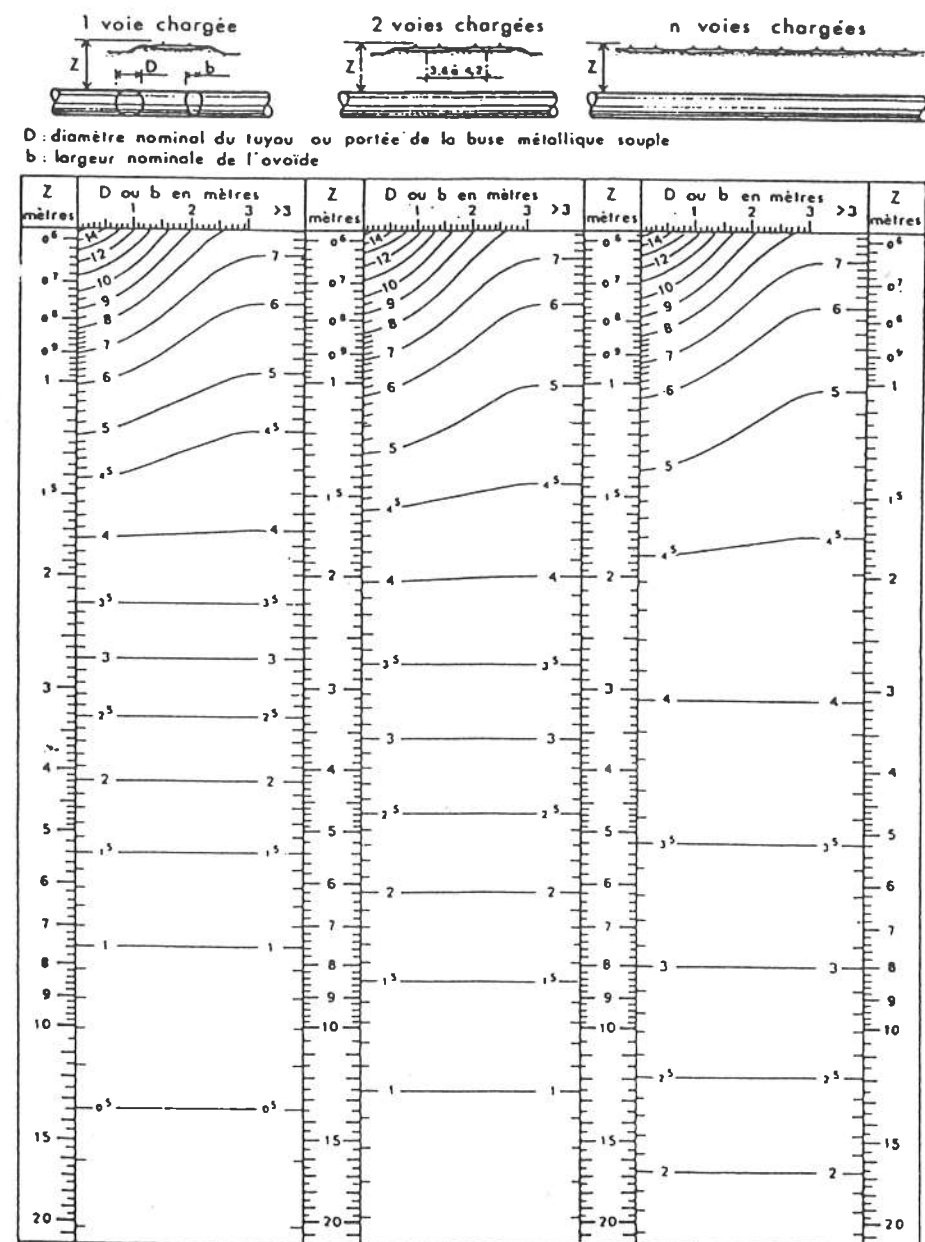


Figure 7.- Valeurs de la pression statique p_s en 10^4 N/m^2 exercées par le train-type à essieux de 25 tonnes à une profondeur Z mesurée depuis le plan de roulement.

Le coefficient d'impact à utiliser qui a pour objet de rendre compte des effets de majoration dynamique est :

$$\phi = 1 + \frac{0,6}{h}$$

La valeur de la surcharge q_0 à prendre en compte sur la conduite est :

$$q_0 = \phi \cdot p_s$$

2.3. - La pression latérale du sol

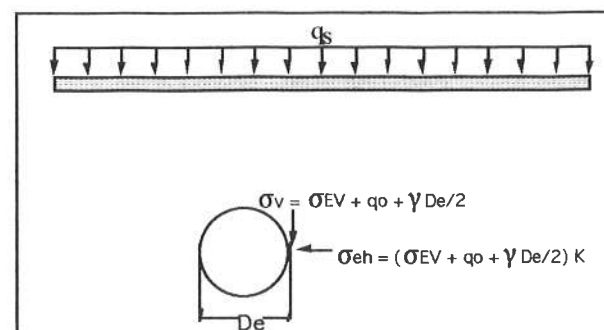


figure 8 - Action de la pression latérale du sol

La pression latérale du sol est donnée par l'expression (figure 8) :

$$15 \quad \sigma_{eh} = \left(\sigma_{Ev} + \frac{D_e}{2} \sigma + q_0 \right) \cdot K$$

où :

σ_{eh} : contrainte horizontale du terrain à la hauteur du centre de la conduite

σ_{Ev} : contrainte verticale du terrain au niveau de la génératrice de la conduite.

Le coefficient de poussée latérale K peut être donné par :

- la formule de Rankine $K = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$
coefficient de poussée active des terres

- les recommandations de l'AFTES [3]

$$0,9 - \sin \phi < K < 1 - \sin \phi$$

coefficient de poussée des terres au repos.

2.4. - Les pressions hydrauliques : présence d'une nappe phréatique

Les pressions hydrauliques exercées sur la canalisation sont dues à :

- une éventuelle présence de la nappe phréatique,

- à la circulation d'un fluide à l'intérieur de la canalisation pendant sa mise en service. Cette pression ne sera pas prise en compte pour la détermination de la résistance au frottement pendant l'opération de creusement et de fonçage.

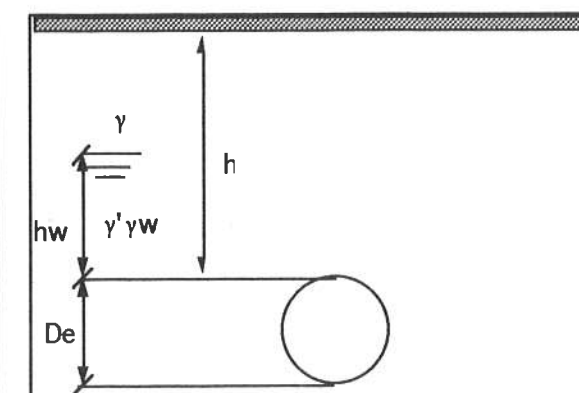


figure 9 - Présence d'une nappe

En tenant compte du modèle de Terzaghi pour les conduites peu profondes (§2.1) la pression verticale, due au terrain, au niveau de la génératrice supérieure de la conduite devient (figure 9) :

$$16 \quad \sigma_{Ev} = k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma_w \cdot h_w$$

où : γ : poids volumique du sol

γ' : poids volumique du sol immergé

γ_w : poids volumique de l'eau

h : hauteur de la couverture de la génératrice supérieure de la conduite

h_w : hauteur de la nappe phréatique de la génératrice supérieure de la conduite

$$17 \quad k_1 = \frac{-2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot \frac{h-h_w}{b}}{1 - e}$$

avec $k_1 = k$ pour $h_w = 0$

$$18 \quad k_2 = \frac{-2 \cdot K \cdot \tan \delta \cdot \frac{h_w}{b}}{1 - e}$$

avec $k_2 = 1$ pour $h_w = 0$

De cette façon, la pression horizontale due au terrain et aux surcharges, à la hauteur de l'axe de la conduite, devient (figure 10) :

$$\sigma_{Eh} = [k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma' \cdot De/2 + q_0] \cdot K + \gamma_w \cdot (h_w + De/2)$$

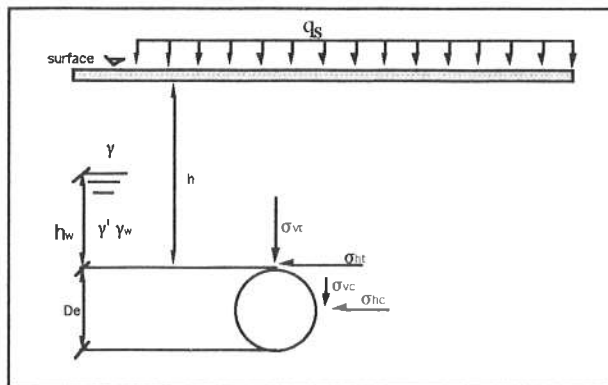


figure 10 - Contraintes agissant sur la génératrice supérieure et à la hauteur du centre de la conduite

sur la génératrice supérieure du tuyau :

$$\sigma_{vt} = k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + q_0 + \gamma_w \cdot h_w$$

$$\sigma_{ht} = [k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + q_0] \cdot K + \gamma_w \cdot h_w$$

aux reins du tuyau :

$$\sigma_{vc} = k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + q_0 + \gamma' \cdot De/2 + \gamma_w \cdot (h_w + De/2)$$

$$\sigma_{hc} = [k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + q_0 + \gamma' \cdot De/2] \cdot K + \gamma_w \cdot (h_w + De/2)$$

Pour un point P quelconque (figure 11) nous avons l'état de contraintes suivant :

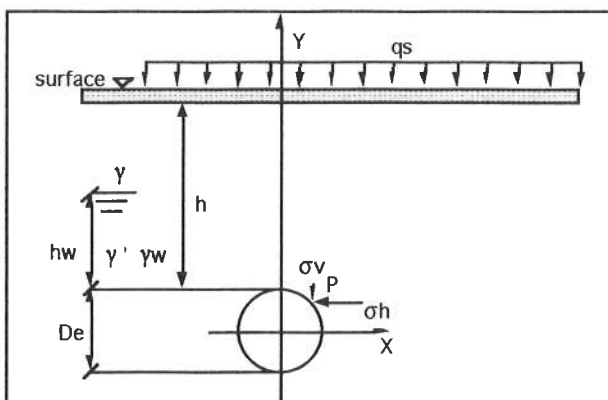


figure 11 - Contrainte agissant sur un point quelconque

$$\sigma_v = k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma' \cdot (De/2 - y) + q_0 + \gamma_w \cdot (h_w + De/2 - y)$$

$$\sigma_h = [k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma' \cdot (De/2 - y) + q_0] \cdot K + \gamma_w \cdot (h_w + De/2 - y)$$

Les expressions écrites ci-dessus représentent l'état des contraintes autour de la conduite dans le cas général où on a :

- Présence des surcharges
- Présence d'une nappe phréatique.

Remarque : tous ces calculs ne tiennent pas compte de l'influence du poids propre du tuyau.

2.5. - Le frottement sur les tuyaux

La détermination des efforts de frottement procède davantage à l'heure actuelle d'estimations que de déterminations basées sur des recommandations et des expérimentations.

On peut néanmoins cerner ces sollicitations par l'approche développée ci-dessous.

2.5.a. - Généralités

L'effort de résistance au frottement peut être considéré en définissant une contrainte de frottement sol-tuyau ou un coefficient de frottement :

$$R = \tau \cdot \pi \cdot De \cdot L = f \cdot F_N$$

avec :

F_N : force normale à l'interface sol-tuyau

τ : contrainte de cisaillement à l'interface sol-tuyau

f : coefficient de frottement sol-tuyau

L'estimation de l'effort normal F_N peut être faite à partir des expressions des contraintes données plus haut (voir § 2,1 et 2,4). Le coefficient de frottement f est généralement donné par des tableaux de valeurs standards [5].

2.5.b. - Valeurs usuelles du frottement sol-tuyau

Les valeurs du frottement sol-tuyau ont été déterminées expérimentalement [9] :

- roche	2-3 kPa
- argile avec éléments rocheux	5-18 kPa
- argile raide	5-20 kPa
- sable humide	10-15 kPa
- limon	5-20 kPa
- sable lâche sec	25-45 kPa
- remblai	≤ 45 kPa

2.5.c. - Coefficient de frottement

Les valeurs standards sont données d'une part en fonction de la nature du sol et du tuyau, d'autre part, en fonction des possibilités de mouvement.

a) frottement statique

Béton centrifugé ou fibro-ciment sur gravier

$$f = 0,3 \text{ à } 0,4$$

Béton centrifugé ou fibro-ciment sur argile

$$f = 0,2 \text{ à } 0,3$$

Béton sur gravier

$$f = 0,5 \text{ à } 0,6$$

Béton sur argile

$$f = 0,3 \text{ à } 0,4$$

b) frottement dynamique

Béton centrifugé ou fibro-ciment sur gravier

$$f = 0,2 \text{ à } 0,3$$

Béton centrifugé ou fibro-ciment sur argile

$$f = 0,1 \text{ à } 0,2$$

Béton sur gravier

$$f = 0,3 \text{ à } 0,4$$

Béton sur argile

$$f = 0,2 \text{ à } 0,3$$

c) frottement avec lubrification

Le coefficient f dépend de la limite de liquidité de la suspension bentonitique utilisée. On a généralement : $0,1 < f < 0,3$.

2.5.d. - Détermination de l'effort normal

2.5,d,1. - Action du poids propre du tuyau

Cette action s'écrit :

$$R_C = P_M \cdot f$$

avec P_M : poids propre du tuyau (kN)

2.5,d,2. - Action du sol et des surcharges

Cette action sera définie à partir des relations [20] et [21] donnant l'état des contraintes verticale et horizontale autour du tuyau (figure 12).

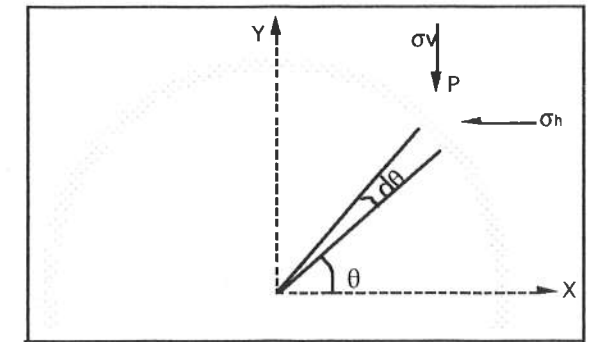


figure 12 - Contraintes au point P quelconque

La détermination de l'effort normal résultant se fera sur la base des hypothèses suivantes :

a) Le diamètre extérieur de la conduite est égal à celui de l'excavation. Par conséquent, le terrain s'appuie sur la conduite.

b) On considère que la conduite est non pesante.

c) Les contraintes agissant en un point quelconque de la section de la conduite se décomposent en cinq parties :

- la partie due au terrain situé entre la surface et le niveau de la nappe phréatique
- la partie due au terrain situé entre le niveau de la nappe et la génératrice supérieure de la conduite
- la partie due au terrain situé entre la génératrice supérieure de la conduite et le point considéré
- la partie due à la pression de l'eau
- la partie due aux surcharges.

En tenant compte de ces hypothèses, les contraintes agissent de façon symétrique sur le tuyau. Par conséquent, l'intégration des forces élémentaires pourra se faire pour θ compris entre $-\pi/2$ et $+\pi/2$.

En considérant un élément de surface dS tel que $dS = L \cdot dl$ avec :

L = longueur de la conduite (m)

dl = élément différentiel de l'arc du cercle, donné par :

$$dl = De/2 \cdot d\theta$$

La contrainte normale à l'élément dS est :

$$\sigma_N = \sigma_v \cdot \sin\theta + \sigma_h \cdot \cos\theta$$

En coordonnées cylindriques, on obtient :

$$\sigma_v = k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma' \cdot De/2(1 - \sin\theta) + \gamma_w \cdot (h_w + De/2 - De/2 \cdot \sin\theta) + q_0$$

$$\sigma_H = [k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma' \cdot De/2(1 - \sin\theta) + q_0] K + \gamma_w \cdot (h_w + De/2 - De/2 \cdot \sin\theta)$$

$$\sigma_N = [k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma' \cdot De/2 + q_0] (\sin\theta + K \cdot \cos\theta) + (\gamma_w \cdot h_w + \gamma_w \cdot De/2) \cdot (\sin\theta + \cos\theta) - \gamma' \cdot De/2 (\sin^2\theta + K \sin\theta \cdot \cos\theta) - \gamma_w \cdot De/2 (\sin^2\theta + \sin\theta \cdot \cos\theta)$$

La force normale agissant sur l'élément dS est donc :

$$dF_N = \sigma_N \cdot dS = \sigma_N \cdot L \cdot De/2 \cdot d\theta$$

L'effort normal agissant sur la surface extérieure, pour θ compris entre $-\pi/2$ et $+\pi/2$, est donné par :

$$F_N = 2 \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} \sigma_N \cdot L \cdot De/2 \cdot d\theta$$

Le résultat de cette intégrale est :

$$F_N = A_1 + A_2 - LD^2/4 \cdot \gamma' \cdot (\pi + K) - L \cdot De^2/4 \cdot \gamma_w (\pi + 1)$$

où

$$A_1 = 2 \cdot L \cdot De \cdot K \cdot [k_1 \cdot \gamma \cdot (h - h_w) + k_2 \cdot \gamma' \cdot h_w + \gamma' \cdot De/2 + q_0]$$

$$A_2 = 2 \cdot L \cdot De \cdot [\gamma_w \cdot h_w + \gamma_w \cdot De/2]$$

La valeur de F_N dépend donc des paramètres suivants :

- L : longueur de la canalisation (m)
- De : diamètre extérieur de la conduite (m)
- K : coefficient de pression latérale du sol
- γ : poids volumique du terrain (KN/m^3)
- γ' : poids volumique du terrain immergé (KN/m^3)
- γ_w : poids volumique de l'eau (KN/m^3)
- h : hauteur de couverture sur la génératrice supérieure de la conduite (m)
- h_w : hauteur de la nappe phréatique sur la génératrice supérieure de la conduite (m)
- q_0 : surcharge permanente (KN/m^2)
- δ : frottement sol-remblai qui intervient dans l'expression de k_1 et k_2 (formules [17] et [18]).

L'effort de frottement est donc égal à :

$$R_T = F_N \cdot f$$

et l'effort résultant :

$$R = R_T + R_C \quad \text{où :}$$

R_T : effort de frottement lié au terrain, aux surcharges (formule [34])

R_C : effort de frottement lié au poids de la canalisation (formule [35])

2.6. - Les efforts de poussée sur les tuyaux

2.6.a. - Généralités

Les tuyaux pour microtunnelage sont soumis lors de leur mise en place à des efforts de poussée longitudinale qui génèrent des contraintes axiales à chacune des extrémités des tuyaux.

- Cet effort dépend :
- de l'aire de contact couronne de poussée sur tuyau
 - de l'excentrement de la poussée des vérins
 - de la surface de contact entre tuyaux
 - du matériau répartiteur entre tuyaux
 - des angulations au droit des assemblages.

Dans la situation idéale, lorsque les tuyaux sont parfaitement alignés, la force de poussée n'est pas déviée et les contraintes sont uniformes dans la paroi de la conduite.

La contrainte moyenne correspondante est σ_0 (figure 13).

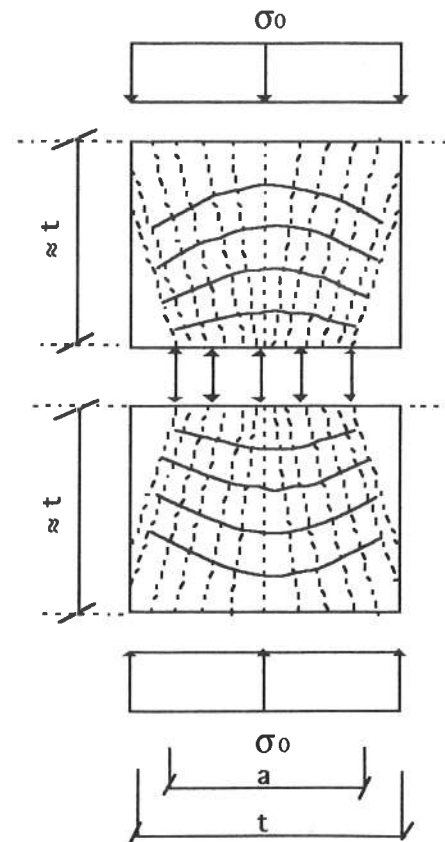
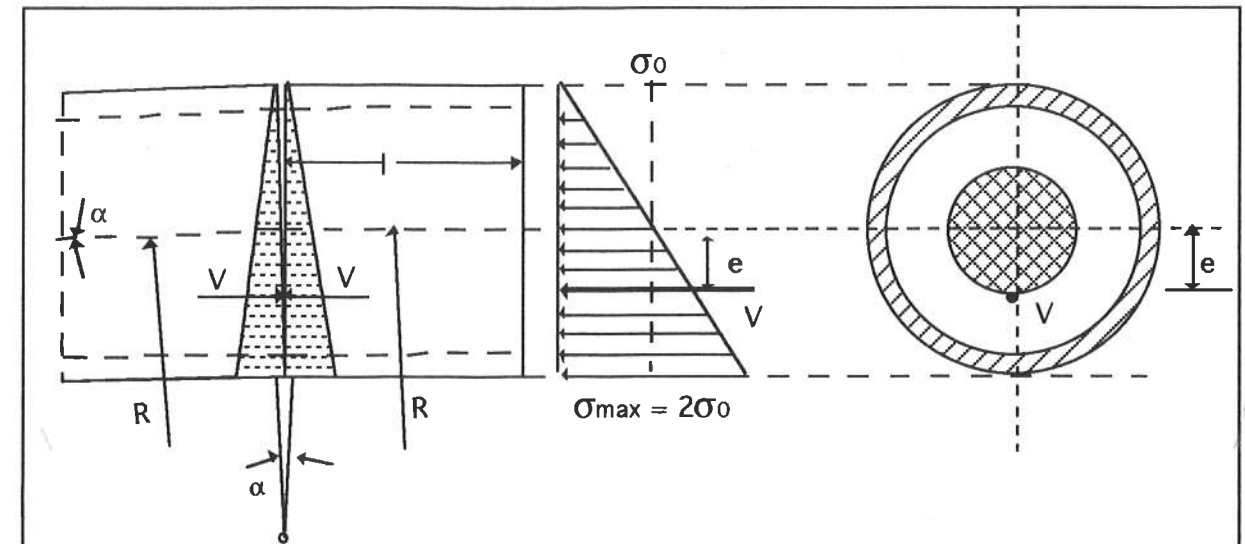


figure 13 - Poussée axiale sur les tuyaux
 a = largeur de la couronne de poussée sur tuyau
 t = épaisseur du tuyau

Toutefois, une angulation peut se produire entre tuyaux qui peut conduire à deux situations :

- toute la section transversale du tuyau transmet l'effort axial jusqu'à la limite acceptable d'angulation qui correspond à l'absence de décollement des faces d'appui (figure 14).



V : effort de poussée e : excentricité de l'effort de poussée Di : diamètre intérieur du tuyau
$$e = \frac{1}{8} De (1 + \frac{Di^2}{De^2})$$

figure 14 - Cas limite acceptable d'angulation

- seule une partie de la section transversale transmet l'effort axial (figure 15).

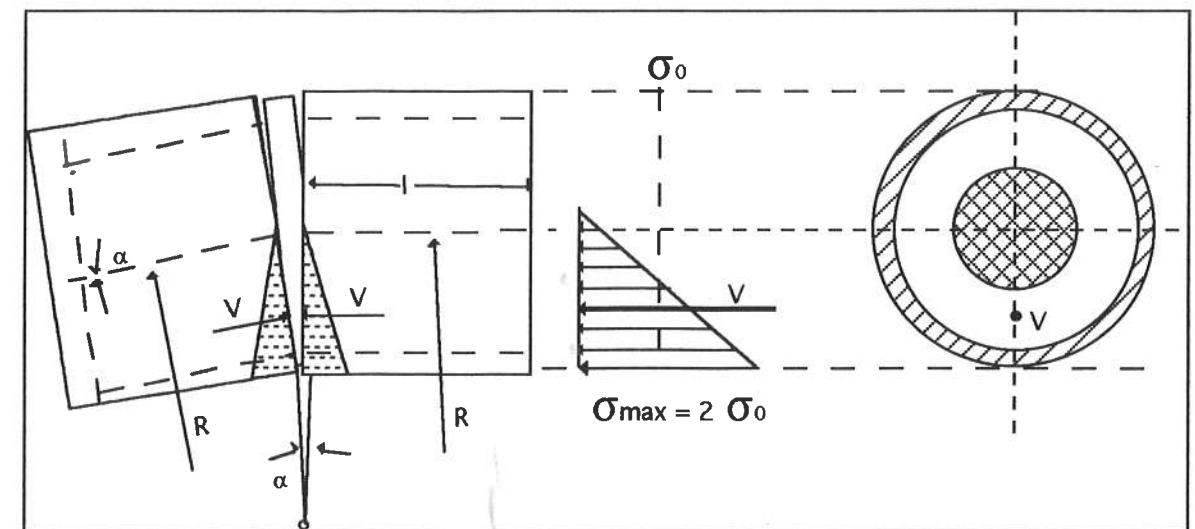


figure 15 - Angulation excessive

Le diagramme des contraintes dans la paroi du tuyau peut être défini par (figure 16) :

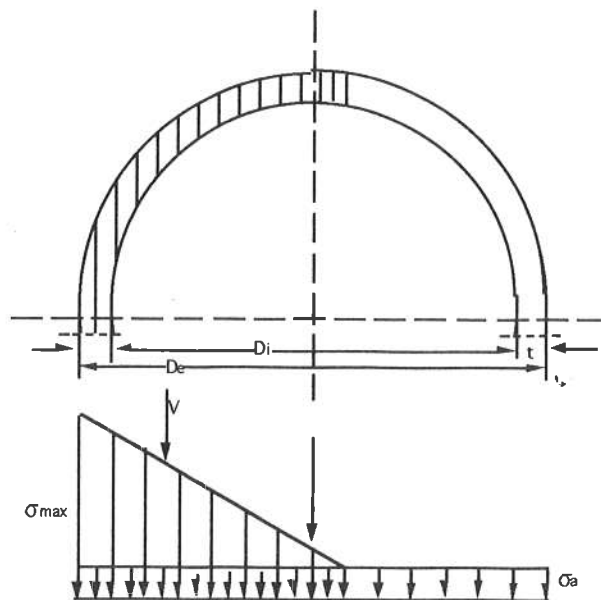


figure 16 - Diagramme de contraintes

2.6.c. - Contraintes admissibles dans les tuyaux

La vérification des contraintes axiales consiste à comparer la contrainte maximale (σ_{max}) à la contrainte admissible, qui varie suivant les matériaux utilisés (tableau 17).

	CONTRAINTES	
	Rupture (MPa)	Limite (MPa)
BÉTON	25 à 45	10 à 18
BÉTON HAUTE PERFORMANCE	45 à 80	18 à 32
FIBRE-CIMENT	65	25
PRV	90	30

Tableau 17 - Contrainte limite de compression

Les valeurs indiquées pour les tuyaux en PRV ont été obtenues par essais de fabricants. Les valeurs indiquées pour les tuyaux béton et en fibre-ciment ont été définies par essais et ont un caractère normatif.

La contrainte admissible est la valeur qu'il est impératif de ne pas dépasser sur le chantier. Cette contrainte est définie pour tenir compte des incertitudes sur les matériaux, la géométrie des tuyaux et la difficulté d'apprécier les déviations angulaires entre tuyaux et les excentrement de la poussée axiale.

3. - RECOMMANDATIONS POUR LE DIMENSIONNEMENT DES TUYAUX POUR MICROTUNNELAGE

Le paragraphe 2, qui présente les actions exercées sur les tuyaux par microtunnelage, indique différentes approches pour le dimensionnement des tuyaux. Nous présentons ci-dessous des recommandations pour le dimensionnement des tuyaux pour microtunnelage en nous basant sur celles-ci et en tenant compte de l'influence des différents paramètres physiques d'une part, et des diverses conditions de mise en oeuvre, d'autre part.

3.1. - La contrainte verticale du terrain

Les méthodes de Terzaghi ou de Léonards tiennent toutes deux compte de l'effet de voûte du terrain situé au-dessus de la conduite.

Il est important de noter que :

a) Dans le cas général, on utilise la formule de Léonards pour laquelle les coefficients dépendant de la nature du sol sont définis avec plus de précision que dans la formule de Terzaghi, et qui de plus correspond à un cas très particulier de la théorie de Marston utilisée pour le calcul des tuyaux remblayés. Lorsque le terrain de couverture est non cohérent, on se trouve ramené au calcul de la charge sur le tuyau remblayé.

b) Il est recommandé de ne tenir compte du terme cohésion qu'avec une extrême prudence.

• C'est pourquoi lorsque la couverture h est faible, les mouvements de décompression provoqués par la réalisation de l'ouvrage risquent d'intéresser tout le terrain encaissant supérieur, surtout lorsque les terrains sont saturés d'eau ; nous ne tiendrons pas compte de la cohésion dans ce cas.

• Pour des hauteurs de couverture h importantes, l'effet de cohésion est durable et il est justifié d'en tenir compte dans les calculs. Toutefois, on s'assurera que la pression verticale n'est pas inférieure à γb , et ceci par sécurité, dans les cas où $h > b$ [3].

• Il convient d'être prudent sur la valeur de c à prendre en compte. En particulier dans les terrains non homogènes, nous tiendrons compte du matériau dont les caractéristiques φ et c conduisent aux valeurs maximales de la pression verticale.

c) Dans le cas d'argiles ou de marnes très plastiques, les mesures faites dans les ouvrages anciens montrent que les pressions s'accroissent lentement avec le temps jusqu'à atteindre la pression géostatique initiale. La pression géostatique est la pression due au poids des terres surmontant l'ouvrage, lorsqu'on ne tient pas compte des allègements dus à la cohésion et aux forces de frottement le long du plan de rupture fictif.

Dans ces cas, il faudra de plus vérifier en phase finale la tenue de l'ouvrage avec une pression verticale : $P_v = \gamma \cdot h$ et une poussée horizontale $P_h = K \cdot P_v$ avec K voisin de 1.

Nous recommandons donc :

a) Dans le cas d'un terrain homogène au-dessus du tuyau, si la cohésion c et l'angle de frottement interne φ sont connus avec précision, la méthode est la suivante :

• Calculer :

1) La pression verticale :

$$[36] \quad P_{v1} = \gamma \cdot b = \gamma \cdot D_e \cdot \text{tg} \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4} \right) \quad \text{pour } h > b$$

$$[37] \quad P_{v1} = \gamma \cdot h \quad \text{pour } h \leq b$$

2) La pression donnée par la formule de Léonards, dans laquelle K_1 est le coefficient de Marston en tranchée étroite (largeur de tranchée égale au diamètre de la conduite), et ceci dans les 2 cas suivants :

$$\text{avec } c = 0 \quad [38] \quad P_{v2} = K_1 \cdot \gamma \cdot h$$

$$\text{avec } c \neq 0 \quad [39] \quad P_{v3} = K_1 \cdot h \cdot \left(\gamma - \frac{2c}{D_e} \right)$$

$$\text{et } K_1 = \frac{1 - c \cdot \frac{2K\mu}{D_e} \cdot \frac{h}{D_e}}{2 \cdot K\mu \cdot \frac{h}{D_e}}$$

$$K\mu = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \text{tg} \varphi$$

• Prendre la pression verticale P_v telle que :

$$\text{si } P_{v1} > P_{v2} \quad P_v = P_{v2} \quad (\text{même si } c \neq 0)$$

$$\text{si } P_{v1} < P_{v3} \quad P_v = P_{v3}$$

$$\text{si } P_{v3} < P_{v1} < P_{v2} \quad P_v = P_{v1}$$

b) Dans le cas d'un terrain hétérogène au-dessus du tuyau ou si les caractéristiques du terrain homogène sont inconnues :

Lorsque les caractéristiques du terrain ne sont pas connues avec précision, nous tiendrons compte d'une valeur forfaitaire de l'angle de frottement de 30° , la cohésion étant prise nulle par mesure de prudence.

La pression verticale est donnée par la relation suivante, dans laquelle K_1 est le coefficient de Marston en tranchée étroite (largeur de la tranchée égale au diamètre de la conduite) :

$$[40] \quad P_v = K_1 \cdot \gamma \cdot h$$

c) Si le terrain encaissant est constitué d'argile ou de marnes très plastiques :

Il faut procéder, parallèlement aux calculs précédents, à la vérification avec :

$$[41] \quad P_v = K \cdot h$$

$$[42] \quad P_h = K \cdot \gamma \cdot h \quad \text{avec } K \approx 1.$$

3.2. - Les surcharges

Nous recommandons de calculer les surcharges de façon compatible avec le Fascicule 70.

a) Surcharges permanentes :

$$[43] \quad q_0 = q_s \cdot e^{-2 \cdot K\mu \cdot h/b}$$

avec :

$$[44] \quad b = D_e \cdot \text{tg} \left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\varphi}{4} \right)$$

$$[45] \quad K\mu = \text{tg} \varphi \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

b) Surcharges de circulation :

Nous recommandons de calculer les surcharges conformément au Fascicule 70 et aux abaques SNCF (tableau 6 et figure 7).

3.3. - La pression latérale du sol

La poussée latérale ne s'exerce effectivement sur l'ouvrage que si le mode d'exécution de l'ouvrage et les injections sont tels que le contact entre le terrain et le revêtement soit assuré avec suffisamment d'efficacité ; les vides résiduels sont alors peu importants et répartis avec régularité.

Lorsque ces conditions sont réalisées, on peut tenir compte de l'effet de la poussée latérale. Toutefois cette poussée latérale ne sera pas appliquée en totalité pendant la phase immédiatement après fonçage.

La poussée latérale est proportionnelle à la pression verticale et nous la supposons constante sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Le coefficient de proportionnalité peut être donné par :

1. la formule de Rankine $K = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

2. les recommandations de l'AFTES

$$0,9 - \sin \varphi > K > 1 - \sin \varphi$$

Nous recommandons donc, dans le cas d'un sol normalement consolidé, par mesure de prudence de calculer la poussée des terres par la formule de Rankine en limitant K_2 à une valeur maximale de 0,5.

3.4. - Les Pressions hydrauliques = présence d'une nappe phréatique

Nous recommandons pour être en accord avec la méthode retenue pour le calcul de la contrainte verticale du terrain, de calculer les contraintes comme explicité au § 2.4, en prenant :

$$[4.6] \quad k_1 = \frac{1 - e^{-2 \cdot K \mu \cdot \frac{h-h_w}{b}}}{2 K \mu \cdot \frac{h-h_w}{b}} \quad \text{pour } h_w \neq 0$$

$$[4.7] \quad k_2 = \frac{1 - e^{-2 \cdot K \mu \cdot \frac{h_w}{b}}}{2 \cdot K \mu \cdot \frac{h_w}{b}} \quad \text{pour } h_w \neq 0$$

où : $b = D e \operatorname{tg} \left(\frac{3}{8} \pi - \frac{\varphi}{4} \right)$

$$K \mu = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi$$

3.5. - Le frottement sur le tuyau

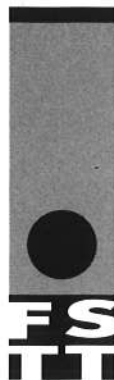
La méthode présentée au § 2.5 permet une première approche sur le tuyau. Toutefois, elle ne conduit qu'à des résultats très approximatifs et ne prend pas en compte les désalignements de la conduite.

3.6. - Les effets de poussée sur les tuyaux

Nous recommandons de vérifier la contrainte de compression des tuyaux transmis aux efforts de poussée en prenant pour valeurs limites maximales celles du tableau 17. Ces limites tiennent compte d'une contrainte admissible qu'il y aura lieu de contrôler lors de l'exécution des travaux. Le contrôle ne permet généralement que de déterminer une contrainte moyenne de poussée sur le tuyau égale à la moitié des valeurs limites du tableau 17 dans le cas limite acceptable d'angulation (fig. 14).

4. - BIBLIOGRAPHIE

- [1] Fascicule n° 70 "Ouvrages d'Assainissement" du Cahier des Clauses Techniques Générales - (Chapitre III), 1992 - 184 pages.
- [2] K. TERZAGHI - Mécanique des sols - Dunod (p. 188 et suivantes), 1951 - 474 pages.
- [3] TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS - AFTES - Juillet 1982 "Texte des réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains" (p. 98 et suivantes), 1982.
- [4] K. SZECHY - Traité de Construction des Tunnels - Dunod (p. 157 et suivantes), 1970 - 702 pages.
- [5] D. STERN, K. MÖLLERS, R. BIELECKI "Microtunneling : Installation and Renewal of Norman - Size Supply and Sewage Lines by the Trenchless Construction Method" - ERNST & SOHN (p. 240 et suivantes), 1989 - 352 pages.
- [6] G.A. LEONARDS - Les Fondations : Conduites et Canalisations - Dunod (p. 990 et suivantes).
- [7] Fascicule n° 72-21bis du Cahier des Prescriptions Communes.
- [8] SNCF : Fascicule NG EF 9C S n° 1 (Annexe 1).
- [9] K. RIPLEY, P. NORRIS - "Pipejacking - Comett Seminar of Soft Ground Tunneling" ICE/BTS, Juillet 1990.



FSTT

Comité Français pour les Travaux Sans Tranchée

3, rue Berri 75008 PARIS

Tél: 43.59.95.61 - Fax: 43.59.95.60