

# CHAPITRE 1

## Les tuyaux

### 1. Introduction

Les tuyaux sont des éléments à section constante d'un conduit destiné à l'écoulement d'un fluide, liquide, ou gaz ou d'un produit pulvérulent. Les tuyaux sont organisés en systèmes pour canaliser les liquides ou les gaz. Ils prennent alors le nom de tuyauterie ou de canalisation, constitués de tubes ou tuyaux mis bout à bout.

Le terme anglais « pipeline » à souvent remplacer canalisation pour le transport des gaz et liquides à très grande échelle (mais aussi les termes aqueduc, oléoduc, saumoduc, oxyduc, hydrogénoduc).

Le tuyau prend aussi le nom de « gaine » (gaine technique, gaine de ventilation) lorsqu'il sert à conduire et protéger des composants électriques ou lorsqu'il est utilisé dans une installation de ventilation.

Lorsqu'il est placé verticalement, pour conduire des gaz ou des liquides on parle de « colonne ».

Tenant compte du fait que le comportement à long terme d'un ouvrage enterré est directement lié au comportement de son environnement géotechnique et en particulier, à la stabilité du sol de fondation, on conçoit l'importance que revêtent les études géotechniques préalables. En effet, les désordres constatés sur les réseaux sont souvent dus aux mouvements du sol environnant, à des évolutions (ex. : tassements) ou à des caractéristiques du sol mal appréhendées.

Les trois phases d'une étude géotechnique au sens du fascicule n° 70 sont les suivantes

#### **PHASE 1 :**

La première phase consiste en une approche globale du site basée sur les cartes géologiques, l'expérience antérieure, les dossiers archivés, les enquêtes, les levés de terrain, etc.

#### **PHASE 2 :**

La phase 2 consiste à effectuer une reconnaissance à partir des techniques géophysiques, de sondages, d'essais in situ et d'essais de laboratoire et à l'interpréter de façon à ce que le contenu de l'étude ait les mêmes objectifs que précédemment. Associée à la phase 1, la phase 2 marque la fin de l'étude géotechnique dans le cas général.

#### **PHASE 3 :**

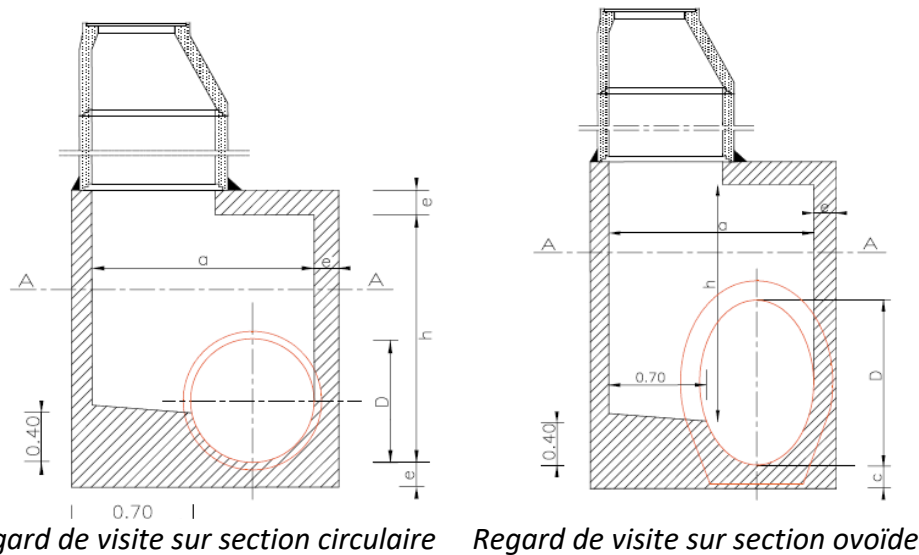
Elle est réservée au traitement de problèmes spécifiques ou de risques peu fréquents, ce qui nécessite des moyens et des méthodes particulières. A titre d'exemple, on peut citer le dimensionnement d'un rabattement par puits drainants, la localisation précise de cavités souterraines, la caractérisation de la résistance de sols rocheux, etc.

## 1.1. Classification

### 1.1.1. Classification selon l'utilisation

On distingue deux grandes classes de tuyaux :

- les tuyaux forcés destinés à transporter un fluide sous pression, généralement l'eau, soit l'eau potable, soit l'eau courante;
- les tuyaux à écoulement libre servant à l'écoulement des eaux par gravité ce sont les tuyaux d'assainissement.

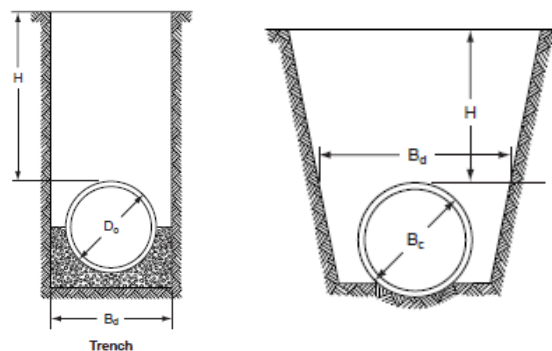


**Fig. 1.1.** Exemples de Tuyaux d'assainissement

### 1.1.2. Classification selon le mode de pose

On peut avoir :

- La pose aérienne : soit sur un massif de fondation continu, soit sur des appuis espacés, la conduite peut être ou non protégée par un cavalier en terre, c'est le cas fréquent des conduites forcées.
- Le tuyau posé dans une tranchée remblayée : ce cas se rencontre pour les tuyaux d'assainissement et les conduites forcées. La pose des conduites dans une tranchée consiste à creuser, à préparer l'assise, à mettre en place les conduites, à les joindre et à remblayer la tranchée.



**Fig. 1.2.** Pose en tranchée

On dit qu'un tuyau est posé en **tranchée étroite** lorsque la largeur de la tranchée 'B' au niveau de la génératrice supérieur du tuyau et la hauteur du remblai 'H' au-dessus de cette génératrice obéissent à l'une des conditions suivantes :

- 1)  $B < 2D$  et  $H > 1.5B$
- 2)  $2D < B < 3D$  et  $H > 3.5B$

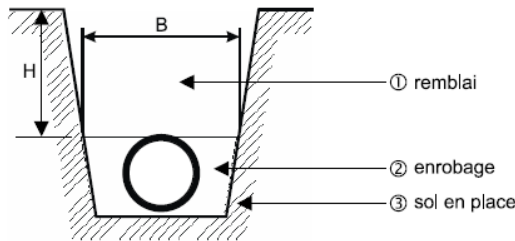


Fig. 1.3. Définition de la largeur de la tranchée

- **Tuyau posé dans un remblai indéfini (remblai positif)** : c'est le cas des tuyaux traversant les remblais des voies de communications. La pose dans un remblai positif se fait de façon semblable à celle de la pose dans une tranchée, à l'exception d'une excavation peu profonde, qui peut être requise afin d'améliorer le support assuré par l'assise.

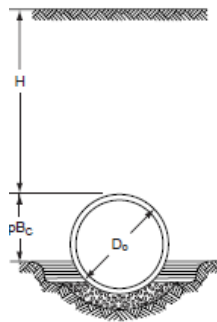
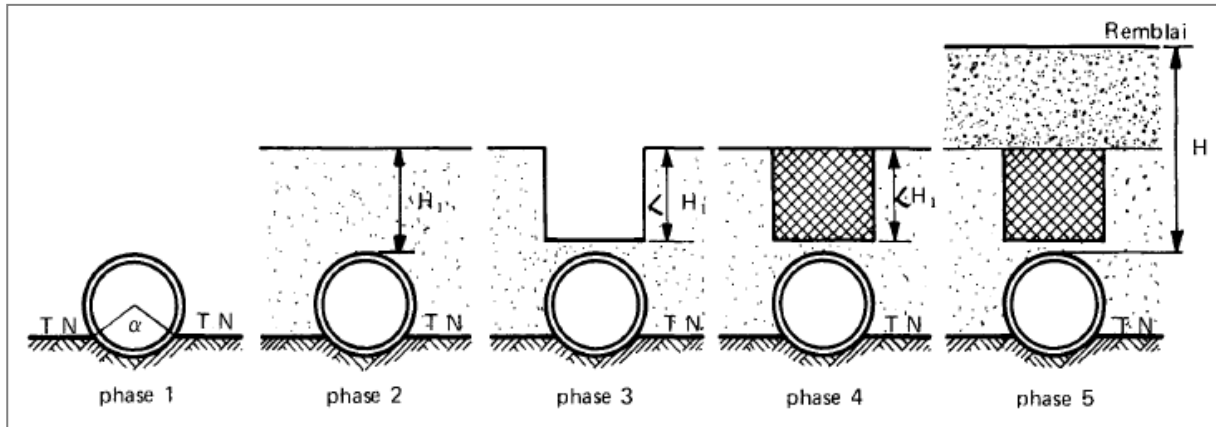


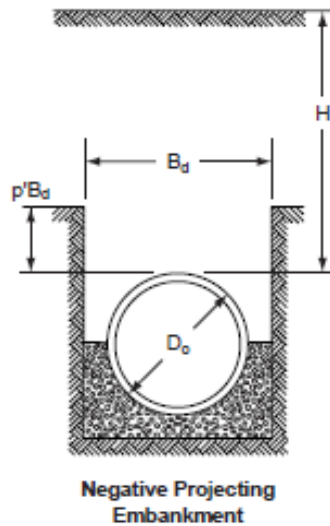
Fig. 1.4. Pose en remblai indéfini

- **Pose en dépression avec interposition d'un matériau souple** : Cette pose permet de réduire de 20 à 50 % la charge verticale due au remblai sur le tuyau.



**Fig. 1.5.** Pose en dépression avec interposition d'un matériau souple

- **Tuyau posé en tranchée sous remblai indéfini (Pose dans une dépression) :** Une canalisation est dite en dépression lorsqu'elle est placée dans une fouille relativement étroite et peu profonde de telle sorte que sa génératrice supérieure soit à un niveau inférieur à celui du terrain naturel. La fouille est alors comblée et un remblai est réalisé au-dessus du terrain naturel. Ce cas de pose peut se rencontrer notamment dans les travaux routiers. Il permet de diminuer les charges du remblai sur la canalisation par rapport à une pose sous remblai classique.



**Fig. 1.6.** Pose en tranchée sous remblai indéfini

- **Le fonçage ou "Pousse-tube"** est un procédé permettant la mise en place par voie souterraine de canalisations. Il convient pour des passages sous les routes, les autoroutes, les voies ferrées, les pistes d'aérodromes ou les rivières. Il est particulièrement adapté aux canalisations d'assainissement gravitaires.

### 1.2.3. Selon la nature des canalisations

Les divers tuyaux peuvent être :

- métalliques : fonte ductile, acier ;
- à base de ciment : béton armé, béton précontraint
- en matières plastiques.

### 1.3. Conditions d'appui

La fondation du tuyau peut être constituée par le sol lui-même du fond de fouille, soit :

- en faisant reposer le tuyau seulement par les collets des joints, c'est mauvais au plus haut point, le tuyau n'est pas calé au-dessus et travaillera de ce fait en flexion longitudinale, la rupture est à peu près certaine ;
- en entaillant dans le sol au droit des joints, le tuyau reposant sur sa génératrice inférieure, c'est meilleur, mais non parfait, car il n'est pas sûr que le contact tuyau sol soit continu.

Après pose des tuyaux, le remblaiement est entrepris suivant les modalités indiquées ci-après.

L'enrobage de la canalisation constitué :

- \* du lit de pose ;
  - \* de l'assise ;
  - \* du remblai de protection latéral ;
  - \* et du remblai de protection supérieur.
- Le remblai proprement dit.

Dans certains cas, certaines parties de l'enrobage peuvent être supprimées, confondues ou modifiées.

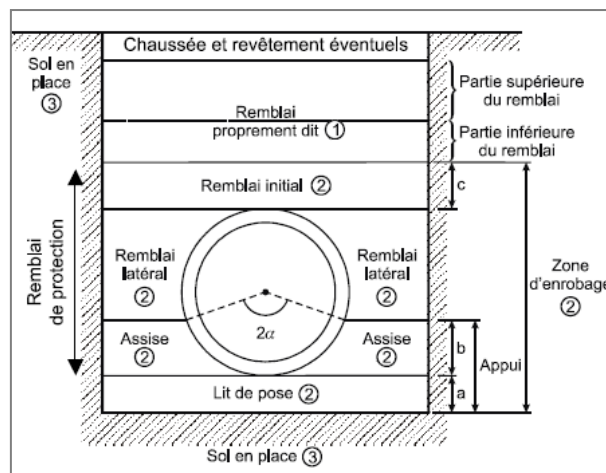
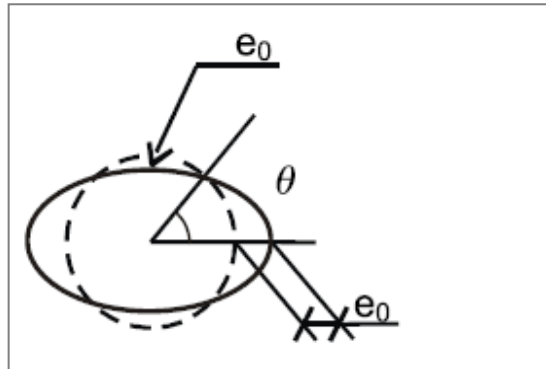


Fig. 1.7. Coupe type d'une tranchée

#### 1.4. Efforts auxquels sont soumis les tuyaux

Avant toute application des charges, il est admis que la conduite présente un défaut de forme initial  $e_0$  par rapport à la forme circulaire parfaite (voir figure 1.8).

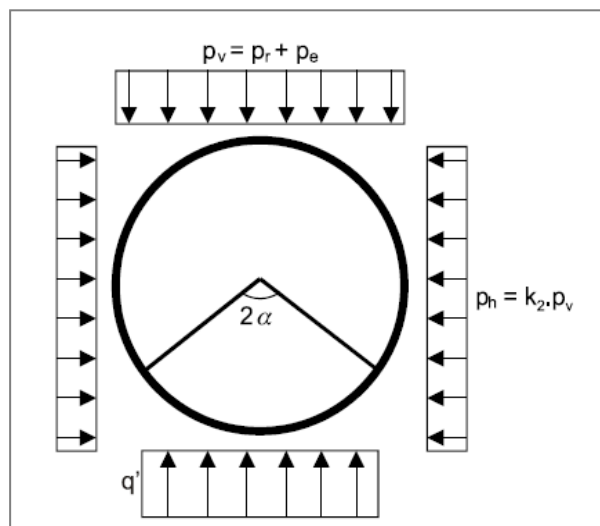


**Fig. 1.8.** Définition du défaut initial de forme

Ce défaut représente les tolérances de fabrication et les effets éventuels du poids propre.

Les efforts sollicitant les tuyaux sont très variés :

- 1) le poids propre des tuyaux ;
- 2) le poids du fluide (eau généralement) véhiculé par le tuyau ;
- 3) la pression du fluide intérieure pour les tuyaux à pression ;
- 4) la pression hydrostatique d'une nappe d'eau dans laquelle peut se trouver le tuyau ;
- 5) La pression des remblais où les tuyaux sont enfouis ;
- 6) les surcharges fixes ou mobiles pourront exister sur le remblai ;
- 7) les variations de température et d'hygrométrie ;
- 8) les réactions d'appui.



**Fig. 1.9.** Exemple de distribution des pressions agissant sur un tuyau

### 1.4.1. Le poids propre du tuyau

On peut utiliser pour les tuyaux en béton armé les densités moyennes suivantes :

Mode de fabrication	Tuyau d'assainissement	Tuyau à pression
Béton comprimé	2350	2500
Béton vibré ou centrifugé	2450	2600

**Tableau 1.1.** Densités moyennes des tuyaux en béton armé (Guerrin)

### 1.4.2. Le poids de l'eau

Par souci de simplification, ces actions ne sont prises en compte que dans le cas où le diamètre nominal de la conduite est supérieur à 1000 mm.

Le poids propre par mètre linéaire de l'effluent par mètre linéaire, lorsque le tuyau est plein, s'exprime :

$$W = \frac{\pi D_i^2}{4} \gamma_{we}$$

Avec :

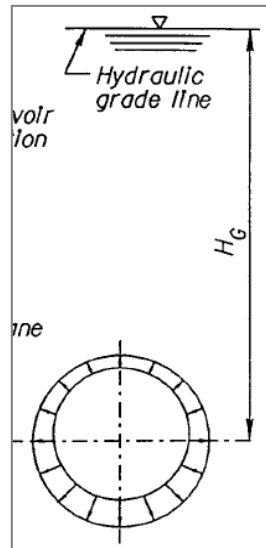
$D_i$  : diamètre intérieure de la conduite ;

$\gamma_{we}$  : le poids volumique de l'eau.

Pour tenir compte que les eaux des tuyaux d'assainissement peuvent véhiculer des matières autres que celle de l'eau, on admet une densité moyenne égale à 1060 daN/m<sup>3</sup> (Guerrin).

### 1.4.3. La pression intérieure

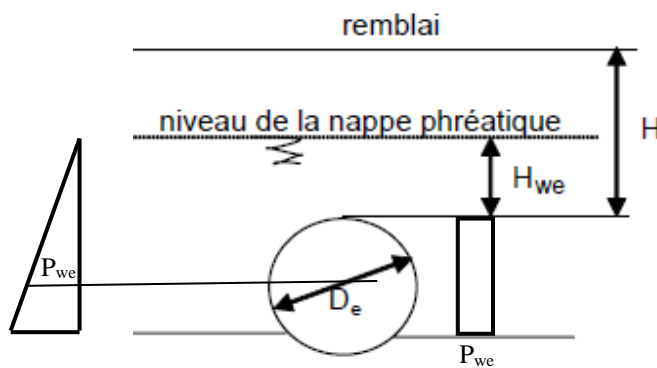
C'est le cas seulement des conduites forcées qui sont soumises à des pressions intérieures. Celle-ci évalue en général au niveau de l'axe de la section circulaire du tuyau. La pression ainsi calculée est admise constante en tout point de la paroi intérieure.



**Fig. 1.10.** Distribution de la pression hydrostatique intérieure

#### 1.4.4. La pression hydrostatique extérieure

Dans le cas où la canalisation est posée sous le niveau de la nappe phréatique, elle se trouve exposée à une pression extérieure  $P_{we}$  que l'on considère comme uniforme et égale à celle qui s'exerce au niveau des reins de la canalisation.



**Fig. 1.11.** Distribution de la pression hydrostatique extérieure

L'expression de  $P_{we}$  s'écrit alors :

$$P_{we} = \gamma_{we} \left( H_{we} + \frac{D_e}{2} \right)$$

Avec :

$H_{we}$  : Hauteur de la nappe phréatique par rapport à la génératrice supérieure de la canalisation :

$D_e$  : diamètre extérieure de la canalisation.



### **1.4.5. La pression du remblai**

Le problème de la connaissance des réactions d'un terrain enveloppant sur un tuyau serait résolu si on connaissait en chaque point  $p$  du contour la réaction unitaire  $P$  agissant sur un petit élément de ce contour. Les essais au laboratoire ont permis de mesurer les pressions exercées par les terres sur des conduites enterrées. Il a été déduit de ces expériences qu'il n'était pas possible de bien préciser la distribution des pressions sur la paroi et que cette distribution dépend du mode de pose et de la flexibilité de la conduite. En pratique, on adopte des répartitions simples tout en cherchant à conserver une répartition sensiblement équivalente à celle obtenue par les essais.

#### **1.4.5.1. Théorie de Marston**

La première théorie de calcul de la charge appliquée sur une conduite enterrée a été élaborée par Marston à l'université de l'Iowa, entre 1912 et 1930. Cette théorie utilise le principe de calcul des silos. Elle a été reprise en 1933 par Spangler, qui publie de 1946 à 1962 la théorie servant de base à tous les travaux ultérieurs, notamment à ceux qui ont mené à la plupart des réglementations actuelles.

Tous les calculs se font en section transversale ou diamétrale de la conduite en supposant que les caractéristiques du sol de remblai ainsi que les chargements sont uniformes dans la direction longitudinale.

##### **1.4.5.1.1. Tuyau posé dans une tranchée étroite**

La conduite supporte la charge développée sur toute la largeur de la tranchée car les parois du sol en place sont supposées très déformables. Pour cette raison, la largeur de la tranchée  $B$  est également un paramètre important. La charge appliquée à la conduite est calculée sans tenir compte de la présence de la conduite dans le sol (l'interaction sol – conduite est négligée).

Les parois de la tranchée sont des surfaces de glissement le long desquelles des forces de frottement sont activées lors du remblayage et du compactage du matériau de remplissage.

Appelons :

$\mu = \tan \varphi$  : coefficient de frottement du remblai ;

$\mu' = \tan \varphi'$  : coefficient de frottement entre le remblai et les parois de la tranchée ;

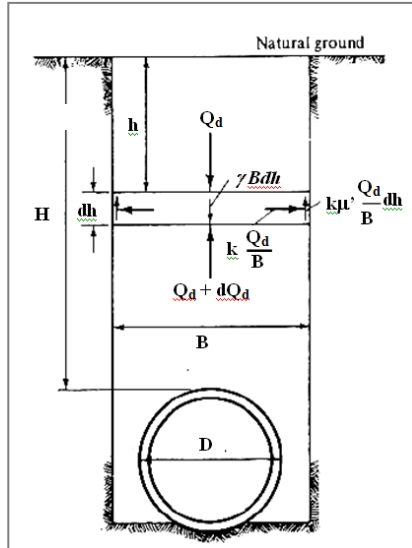
$Q_d$  : pression verticale du remblai à une profondeur  $h$  en  $[daN/m]$  ;

$k = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$  : Coefficient de poussée des terres actives, c'est-à-dire le plus défavorable ;

$\gamma$  : Poids volumique du remblai ;

$D$  : diamètre extérieur de la conduite ;

$B$  : Largeur de la tranchée.



**Fig. 1.12.** Théorie de Marston dans le cas d'une pose en tranchée

En pratique les déblais utilisés pour le remblayage de la tranchée pèsent sur la conduite de tout leur poids. Cependant les efforts de frottement apparaissant le long des parois de la tranchée auront pour effet de transmettre au terrain en place une partie du sol remblayée ; si bien que la charge à supporter par la conduite se présentera comme suit :

L'équilibre de la bande de terrain de hauteur  $dh$  exige que :

$$Q_d + \gamma B dh = Q_d + dQ_d + 2 k \mu' \frac{Q_d}{B} dh$$

La résolution de cette équation différentielle donne :

$$Q_d = \gamma B^2 \frac{1 - e^{-2k\mu' \left(\frac{h}{B}\right)}}{2k\mu'}$$

Au sommet de la conduite,  $h = H$ , l'expression de la pression des terres s'écrit :

$$Q_d = C_d \gamma B^2$$

Où

$$C_d = \frac{1 - e^{-2k\mu' \left(\frac{H}{B}\right)}}{2k\mu'}$$

est appelé coefficient de charge ou coefficient de Marston

### *Les tuyaux*

*En ce qui concerne le coefficient de frottement des parois, Marston propose une série de valeurs déterminées expérimentalement par les essais utilisant les spécimens réels. Il apparaît expérimentalement*

*que lorsque  $K$  est élevé,  $\mu'$  est faible et inversement de manière à avoir leur produit presque constant. Sa valeur maximale est d'environ 0.193 et pour le sable ou le gravier  $K\mu = 0.165$ .*

*Les valeurs du coefficient de charge  $C_d$  peuvent être lues à partir d'abaque.*

*La formule précédente indique que la charge du remblai est directement fonction de la largeur de la tranchée. Le Concrete Pipe Handbook (ACPA, 1988) mentionne que la distance entre le flanc de la conduite et la paroi de la tranchée ne devrait pas être de plus du tiers du diamètre intérieur ( $D_i$ ) de celle-ci, et jamais de moins de 150 mm. Lorsque la largeur maximale n'est pas indiquée, la tranchée devrait avoir la plus petite largeur possible avec des dégagements adéquats de chaque côté de la conduite afin de garantir un compactage approprié (OCPA, 1986).*

*La valeur du coefficient  $C_d$ , déterminée expérimentalement, est comprise dans un intervalle 0-5 selon la profondeur de la tranchée, sa largeur et le type de sol. A partir d'une certaine valeur du rapport  $H/B$ , la valeur  $C_d$  devient constante et tend vers  $(2K\mu')^{-1}$ .*

*Dans le cas de tuyaux rigides, la pression des terres sera pratiquement reprise en totalité par le tuyau, car la rigidité du tuyau est beaucoup plus grande que celle du remblai situé de part et d'autre. Par contre, si le tuyau est à section flexible et le remblai situé de part et d'autre du tuyau est bien compacté, la rigidité du tuyau et celle du terrain (remblai) peuvent être considérablement égale. Pour tenir compte de l'élasticité du tuyau, dans le seul cas de la pose en tranchée, les normes iso 2785 proposent de calculer le coefficient ci-après :*

$$n = \left( \frac{E_s}{E_p} \right) \left( \frac{r_i}{e} \right)^3$$

Où

$E_s$  est le module sécant de Young du remblai ;

$E_p$  est le module sécant de Young du matériau constituant la conduite ;

$r_i$  est le rayon intérieur du tuyau ;

$e$  est l'épaisseur de paroi du tuyau

*Si  $n \geq 1$ , l'expression des surcharges du remblai sur le tuyau est calculé à l'aide de la théorie de Marston (Marston, 1930; Spangler et Handy, 1973) :*

$$Q_d = C_d \gamma BD$$

Une méthode de calcul plus prudente permet de considérer la charge de terre comme la charge du prisme de sol  $\gamma H$  dans la conception des conduites en PVC ou en tôle d'acier ondulée (Moser, 1995; NCSPA, 1989; ASTM A796-93; Uni-Bell, 1995).

Le fait d'élargir la tranchée n'augmente pas la charge de terre au-delà de la charge du prisme de sol s'exerçant sur les conduites souples. La largeur de la tranchée doit être déterminée en fonction de considérations d'ordre pratique afin de ménager un espace de travail suffisant (PPI, 1996).

Dans le cas où les parois de la tranchée sont inclinées, la largeur de la tranchée à considérer située est celle mesurée au niveau de la génératrice supérieure du tuyau (voir figure 1.3).

#### 1.4.5.2. Tuyau posée en tranchée large ou remblai indéfini

Marston a envisagé également le cas du remblai indéfini avec les hypothèses :

- remblai pulvérulent;
- plans de glissement verticaux encadrant la conduite;
- possibilité de tassements différents du remblai surmontant la conduite et des remblais latéraux;
- les efforts de frottement peuvent ne pas s'étendre jusqu'à la surface du remblai.

Soit :

$$r = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)}{S_m}$$

Où

$r$  est le taux de tassement

$S_m$  est le tassement de la tranche de terre d'épaisseur  $D' = p \cdot B_d$

$S_g$  est le tassement de la fondation à côté du tuyau;

$S_f$  est le tassement de la fondation sous le tuyau;

$d_c$  est le tassement de la fondation du tuyau;

La valeur de la poussée verticale du remblai dans la pose en tranchée large et en remblai indéfini est donnée par la formule :

$$Q_c = C_c \gamma D^2$$

Où

$$C_c = \frac{e^{\pm 2k\mu' \left(\frac{H}{D}\right)} - 1}{\pm 2k\mu'}$$

Si  $H \leq H_e$

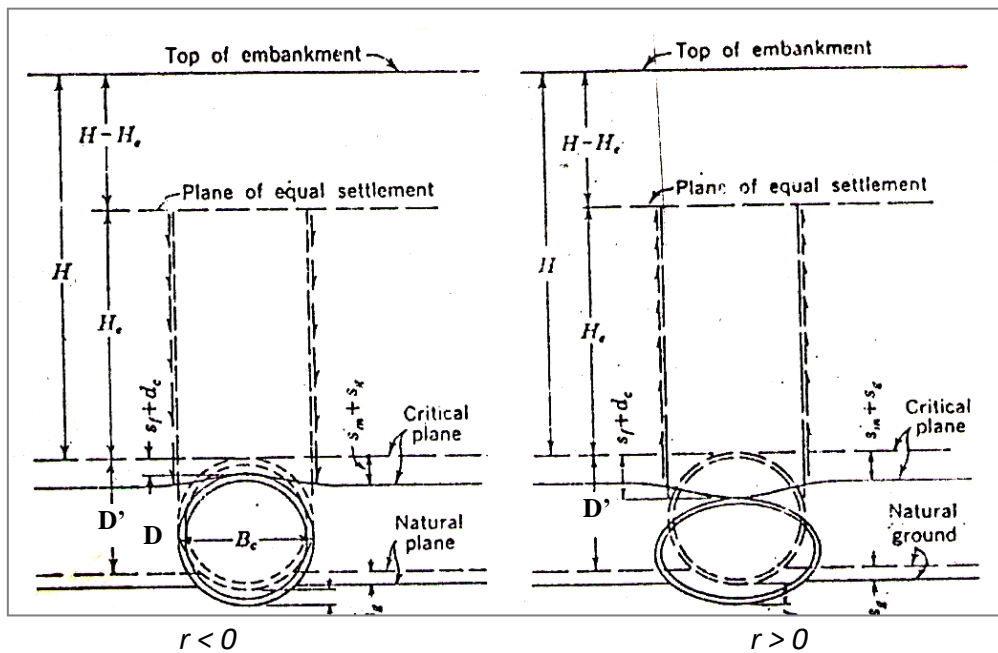
$$C_c = \frac{e^{\pm 2k\mu' \left(\frac{H_e}{D}\right)} - 1}{\pm 2k\mu'} + \left(\frac{H - H_e}{D}\right) e^{\pm 2k\mu' \left(\frac{H_e}{D}\right)}$$

Si  $H > H_e$

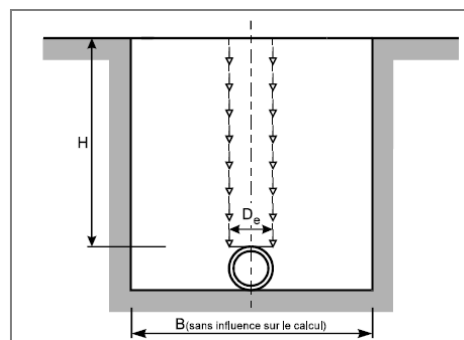
On utilise le signe (+) lorsque le taux de tassement est positif et le signe (-) lorsque le taux de tassement est négatif.

Par définition du plan d'égal tassement, la somme des tassements dans le prisme intérieur est égale à la somme des tassements dans les prismes extérieurs, d'où :

$$(S_m + S_g) = (S_f + d_c)$$



a) Pose en remblai indéfini



b) Pose en tranchée large

**Fig. 1.13.** Théorie de Marston pour la pose en remblai indéfini et en tranchée large

En admettant la loi de Hooke pour l'expression de ces différents tassements, on obtient en première approximation après les intégrations correspondantes l'équation suivante qui permet de calculer  $H_e$  :

$$\left[ \frac{1}{2k\mu'} \pm \left( \frac{H-H_e}{D} \right) \pm \frac{rp}{3} \right] \frac{e^{\pm 2k\mu' \left( \frac{H_e}{D} \right)} - 1}{\pm 2k\mu'} \pm \frac{1}{2} \left( \frac{H_e}{D} \right)^2 \pm \frac{rp}{3} \left( \frac{H-H_e}{D} \right) e^{\pm 2k\mu' \left( \frac{H_e}{D} \right)} - \frac{H_e}{2k\mu'D}$$

$$\mp \frac{H}{D} \frac{H_e}{D} = \pm rp \frac{H}{D}$$

Où

$$\frac{D'}{D} = p$$

Dans cette équation, on utilise les signes supérieurs lorsque le taux de tassement est positif, et le signe inférieur lorsque le taux de tassement est négatif.

L'application des formules précédentes est notablement simplifiée grâce à l'emploi d'abaques qui permettent de déterminer la valeur du coefficient de charge  $C_c$  en fonction des rapports  $\frac{H}{D}$ ,  $k\mu$  et du taux de tassement.

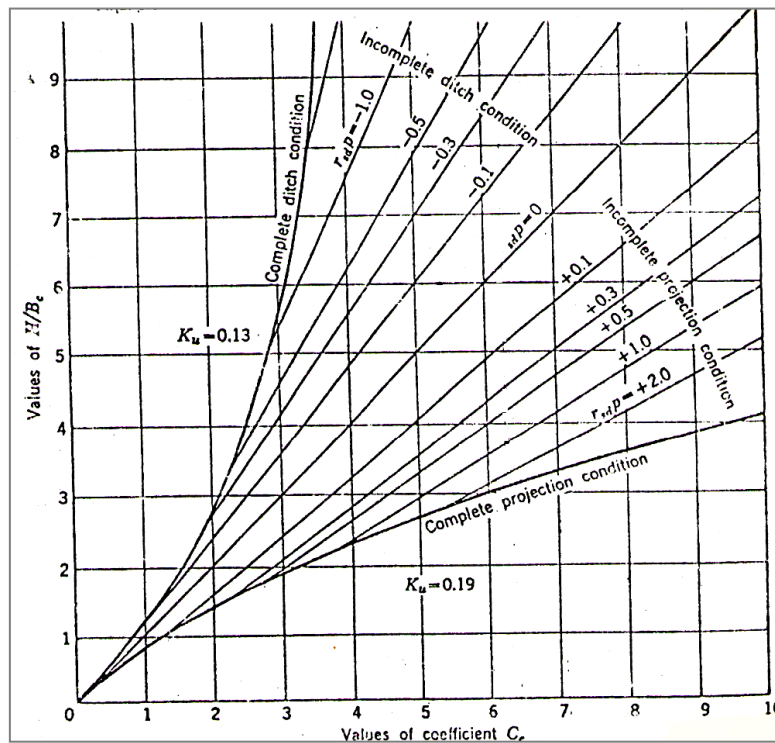


Fig.1.14. Valeurs du coefficient de Marston pour une pose en remblai indéfini

Il est bien évident que cette technique de pose n'est envisageable que pour des hauteurs de remblai supérieures à  $H_e$  sous peine d'obtenir des déflexions en surface dont les conséquences peuvent être très désagréables.

Les valeurs du taux de tassement sont déterminées à partir d'expériences menées sur les tuyaux enterrés. Les valeurs du taux de tassement proposées par les normes iso 2785 sont données comme suit :

- Tuyau posé dans une tranchée large  $r = 1$ .

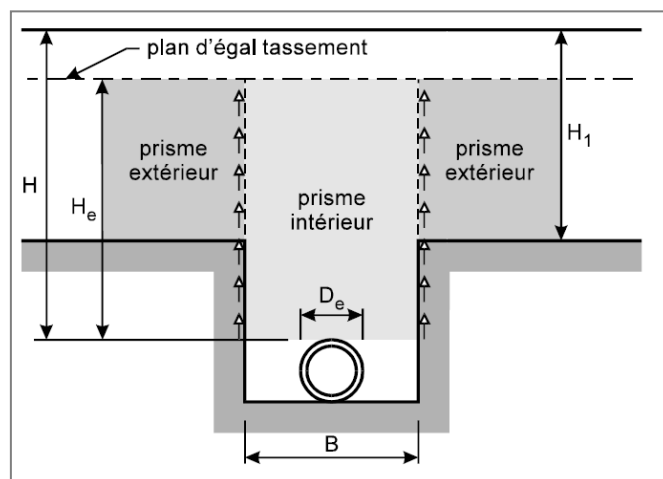
Dans la pose en remblai indéfini et pour différents sols de fondation, utiliser les valeurs suivantes de  $r$  :

- Tuyau rigide posé sur un rocher ou sol ferme  $r = 1$ ;
- Tuyau rigide posé sur un sol ordinaire  $r = 0.8 \text{ à } 0.5$ ;
- Tuyau rigide posé sur un sol meuble  $r = 0.5 \text{ à } 0$ ;
- Tuyau flexible entouré d'un remblai peu compacté  $r = -0.4 \text{ à } 0$ ;
- Tuyau flexible entouré d'un remblai bien compacté  $r = -0.2 \text{ à } 0$ .

#### 1.4.5.3. Tuyau posée en tranchée sous remblai indéfini

Dans ce cas, on suppose l'existence de plans de frottements situés le long des parois de la tranchée, et se prolongeant au-dessus de ces parois.

Les tassements étant plus importants dans les prismes intérieurs que dans les prismes extérieurs adjacents, les forces de frottement le long des plans de glissement sont dirigés vers le haut, ce qui réduit la pression subit par la canalisation.



**Fig. 1.15.** Théorie de Marston pour une pose dans une dépression

De plus, comme pour les poses en remblai indéfini, il existe (éventuellement) un plan d'égal tassement au-dessus duquel les tassements dans les prismes extérieurs et intérieurs sont égaux.

L'expression de la pression due au remblai prend alors la forme suivante :

$$Q_n = C_n \gamma B^2$$

Où

$$C_c = \frac{e^{-2k\mu' \left(\frac{H}{B}\right)} - 1}{-2k\mu'}$$

si  $H \leq H_e$

$$C_c = \frac{e^{-2k\mu' \left(\frac{H_e}{B}\right)} - 1}{-2k\mu'} + \left(\frac{H - H_e}{B}\right) e^{-2k\mu' \left(\frac{H_e}{B}\right)}$$

si  $H > H_e$

Comme pour les poses en tranchée, si la tranchée est large, on se ramène, pour le calcul de la pression due au remblai au cas d'une pose en remblai indéfini.

#### 1.4.5.4. Tuyau mis en place par fonçage

Dans ce cas, la pression des terres agissant sur la canalisation (micro tunnel) peut être déterminée à l'aide de la théorie de Marston par la formule suivante:

$$Q_t = C_t \gamma B_t^2 - 2c C_t B_t$$

Où

$B_t$  est la largeur du terrain excavé.

Le coefficient de Marston  $C_t$  est calculé par la formule :

$$C_t = \frac{1 - e^{-2k\mu' \left(\frac{H}{B_t}\right)}}{-2k\mu'}$$

Le terme  $2c C_t B_t$  tient compte de la cohésion du terrain non excavé autour de l'excavation.

#### 1.4.5.5 Cas de deux conduites posées dans la même tranchée

##### a) Fond de la tranchée sous les deux conduites

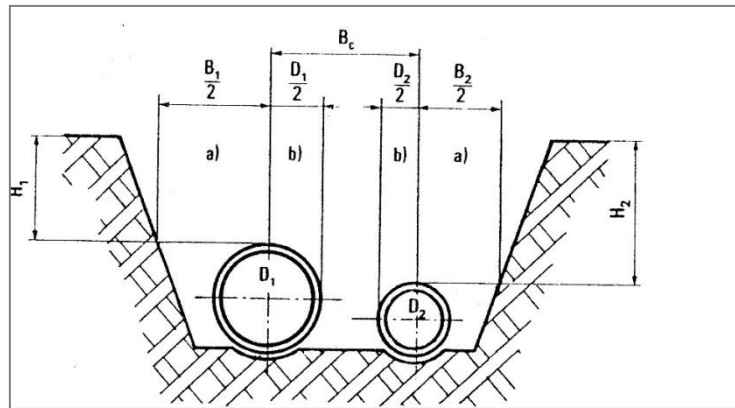
La valeur de la poussée verticale du remblai est calculée séparément pour chaque tuyau en deux parties :

**Partie a)** pour chaque demi-tuyau situé contre la paroi de la tranchée;

**Partie b)** pour chaque demi-tuyau situé vers l'intérieur de la tranchée.

$$Q_1 = Q_{a1} + Q_{b1} \quad \text{et} \quad Q_2 = Q_{a2} + Q_{b2}$$





**Fig. 1.16.** Deux conduites posées dans une tranchée sur le même niveau

$Q_a = \frac{1}{2} Q_d$  Lorsque  $B_1, D_1$  et  $H_1$ , d'une part, entre  $B_2, D_2$  et  $H_2$  d'autre part vérifie les conditions de la tranchée étroite

$Q_a = \frac{1}{2} Q_c$  Dans le cas contraire.

La poussée verticale du remblai sur la partie b) de chaque tuyau doit être calculée de deux façons :

1) par  $Q'_b = \frac{1}{2} Q_c$  pour le tuyau  $D_1$

2) par  $Q''_b = \frac{1}{2} \gamma H_i B_c$  pour le tuyau  $D_2$

Des deux résultats, on adopte le plus faible, c'est à dire :

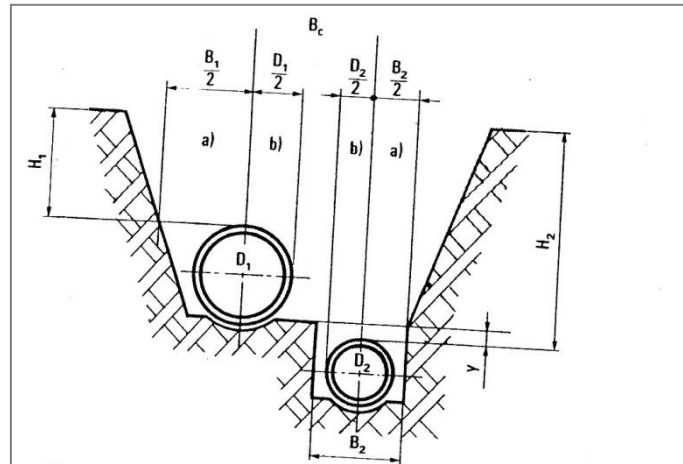
$$\begin{aligned} Q_b &= Q'_b & \text{si } Q'_b < Q''_b \\ Q_b &= Q''_b & \text{si } Q''_b < Q'_b \end{aligned}$$

### b) Fond de la tranchée sous chaque tuyau situé à un niveau différent

Généralement, le tuyau posé en partie inférieure est destiné à recueillir les eaux usées, alors que le tuyau posé en partie supérieure est destiné à recueillir les eaux pluviales et est donc de diamètre plus important.

. Si  $y \leq 30 \text{ cm}$ , les poussées verticales sur les deux tuyaux sont calculées conformément à la méthode précédente.

. Si  $y > 30 \text{ cm}$ , la valeur de la poussée verticale du remblai sur le tuyau  $D_1$  (posé au niveau le plus haut) est calculée conformément à la méthode précédente. Pour le tuyau  $D_2$  (posé au niveau inférieur), la poussée est calculée par les relations de  $Q_c$  ou  $Q_D$  conformément aux relations entre  $B_2, H_2$  et  $D_2$ .



**Fig.1.17.** Deux conduites dans une tranchée simple à différents niveaux

#### 1.4.5.2. Méthode de la réglementation française du fascicule 70 (version 2003)

Comme nous avons vu précédemment, le critère de rigidité traduit la rigidité relative de la conduite par rapport au terrain environnant.

Une canalisation est réputée à comportement rigide si les prismes de sol adjacents se déforment plus que la canalisation sous l'effet d'une charge uniformément répartie. Dans le cas contraire, elle est considérée à comportement flexible (figure 1.18).

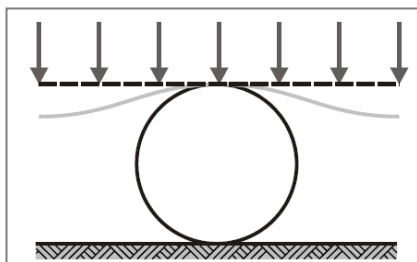
Le **fascicule 70** exprime la rigidité d'une canalisation par le critère suivant :

$$\text{RIG} = 8 \cdot (1 - \nu_s^2) \cdot \frac{\text{ras}}{E_s} - 0.1$$

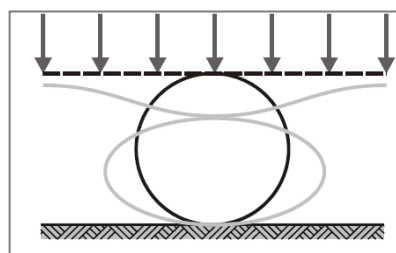
ras: est, selon les cas, prise égale à la rigidité annulaire spécifique à court terme (ras<sub>i</sub>) ou à long terme (ras<sub>v</sub>) (kN/m<sup>2</sup>) ;

E<sub>s</sub>: module de calcul du sol de la zone d'enrobage (kN/m<sup>2</sup>) ;

ν<sub>s</sub>: coefficient de poisson du sol d'enrobage ; il est généralement pris égal à 0.3 quel que soit le sol.



a) Conduite rigide



b) Conduite flexible

**Figure 1.18.** Définition du comportement rigide ou flexible d'une canalisation

Dans le cas de tuyau circulaire, on a :

$$\text{ras}_i = \frac{E_{Ti} \cdot I}{D_m^3}$$

Où  $I$  représente l'inertie de flexion du tuyau par unité de longueur égale à

$$I = \frac{e^3}{12(1 - \nu_T^2)}$$

et

$$\text{ras}_v = \frac{E_{Tv}}{E_{Ti}} \cdot \text{ras}_i$$

Où  $E_{Ti}$ ,  $E_{Tv}$  et  $\nu_T$  sont respectivement les modules instantanés et différés et le coefficient de poisson du matériau constitutif ;

$D_m$  est le diamètre moyen de la conduite.

Si  $RIG > 0$ , la canalisation est considéré comme rigide.

Si  $RIG \leq 0$ , la canalisation est considérée comme flexible.

A noter que dans le cas où  $RIG = 0$ , la canalisation se déforme autant que les prismes adjacents.

Le modèle de calcul proposé par le fascicule 70 est valable pour les canalisations posées dans une tranchée ou dans un remblai indéfini, sous une hauteur de couverture supérieure à deux fois le diamètre de cette canalisation ( $H > 2D_e$ ) ou 80 cm.

La pression verticale du remblai  $p_r$ , uniformément répartie sur le diamètre extérieure de la canalisation, est égale à la pression due au prisme de terre situé au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau jusqu'au terrain naturel TN corrigé par un coefficient de concentration  $C$ :

$$p_r = C\gamma H$$

#### 1.4.5.2.1 Pose en tranchée

Dans le cas d'une canalisation à comportement flexible,  $C \leq 1$ , on retient  $C = 1$ .

Dans le cas d'une canalisation à comportement rigide, le coefficient de concentration  $C$  se calcule comme suit :

$$C = \min \{C1, C2\}$$

$C1$  est le coefficient de Marston pour une pose en tranchée étroite. Il est obtenu à l'aide de la figure 1.20 en fonction de  $H/B$ , de  $B/D_e$  et de  $k_1$ .  $D_e$  étant le diamètre extérieur de la conduite et  $k_1$  le coefficient de frottement à l'interface remblai/sol ( $k_1 = k\mu' \approx 0.15$ ). On peut aussi le calculer à l'aide de la formule suivante :

$$C1 = \frac{B^2}{2k1HD_e} \left( \frac{1 - e^{-2k1\left(\frac{H}{B}\right)}}{2k1} \right)$$

Le coefficient  $C_2$  se calcule à l'aide des formules suivantes :

-  $C1 = C_0$ , si  $\frac{H}{D_e} \leq 2.5$

- sinon  $C_2 = C_0 - 0.009 \frac{E_s}{ras_i}$

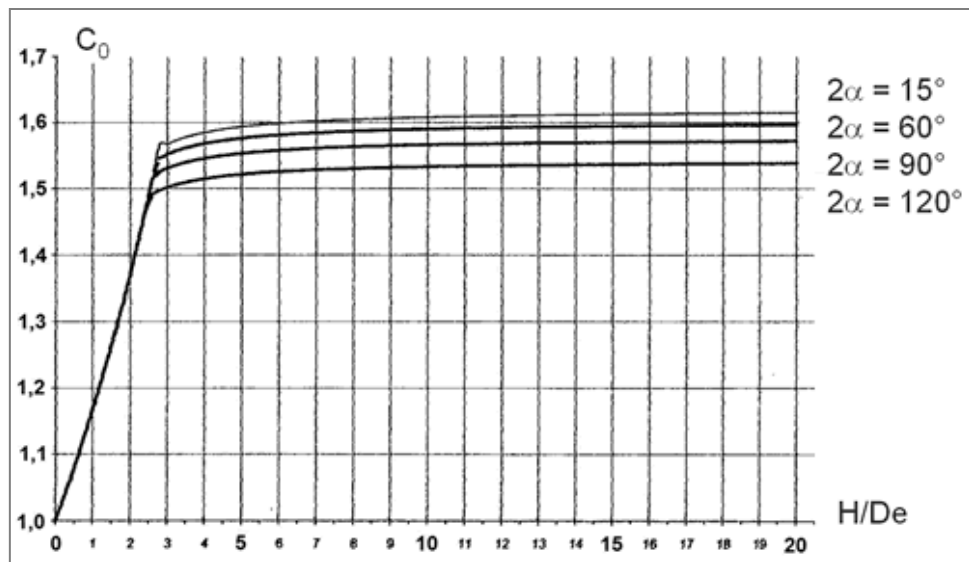


Fig. 1.19. Valeurs du coefficient  $C_0$

**1.4.5.2.2. Pose en remblai indéfini ou en tranchée large**

Dans le cas des canalisations à comportement flexibles, on prend  $C=1$ .

Dans le cas des canalisations à comportement rigide, on retient  $C = C_2$ .

**1.4.5.2.3. Pression due au remblai en présence d'une nappe phréatique**

En présence d'une nappe phréatique, l'expression de la pression due au remblai devient :

$$p_r = C\gamma_s(H - H_{we}) + C\gamma'.H_{we}$$

Avec

$H_{we}$ : hauteur de la nappe phréatique, mesurée à partir du niveau de la génératrice supérieure du tuyau (voir figure 1.11) ;

$\gamma'$ : poids volumique déjaugé du sol pris égal au poids volumique de l'eau (soit  $10 \text{ kN/m}^3$ )

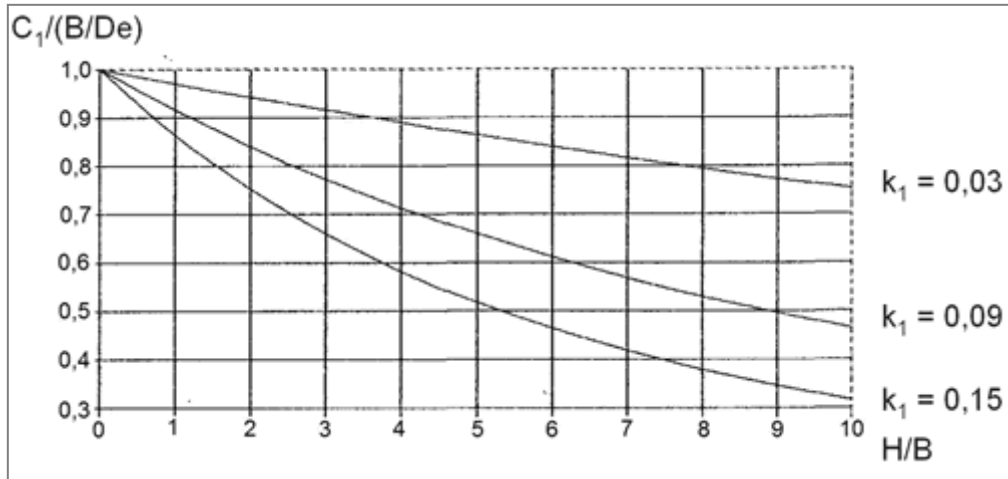


Fig. 1.20. Valeurs du coefficient C1

#### 1.4.6 Détermination de la pression due à une surcharge uniforme en surface

L'effet sur un tuyau enterré, d'une surcharge fixe  $p_0$  agissant sur une très grande étendue, peut être évalué à l'aide de la théorie souterraine de Terzaghi.

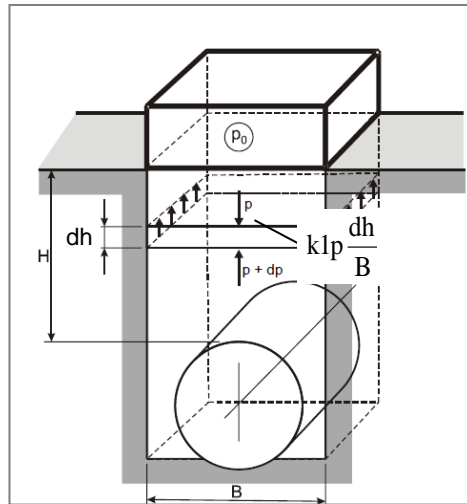


Fig.1.21. Tuyau posé dans une tranchée soumis à une surcharge de surface fixe

L'équilibre d'une tranche élémentaire horizontale d'épaisseur  $dh$  située à une hauteur  $dh$  (figure 1.21) s'écrit :

$$(p + dp) - p = -2k_1 \times p \frac{dh}{B}$$

Soit

$$\frac{dp}{p} = -2k_1 \times \frac{dh}{B}$$

La solution de cette équation différentielle s'écrit :

$$p(h) = A.e^{\frac{-2k_1}{B}h}$$

A étant une constante d'intégration déterminée à l'aide de la condition limite :

$$h = 0 \quad p = p_0, \text{ soit : } p(h) = p_0 e^{\frac{-2k_1}{B}h}$$

La pression agissant sur la génératrice supérieure du tuyau vaut :

$$p_{ep} = p(H) = p_0 e^{\frac{-2k_1}{B}H}$$

Pour une conduite posée dans un remblai indéfini, on remplace la largeur de la tranchée B par le diamètre extérieur D de la conduite, soit :

$$p_{ep} = p_0 e^{\frac{-2k_1}{D}H}$$

#### 1.4.7. Effet des surcharges provenant des véhicules circulant en surface

Les surcharges dues au trafic routier, ferroviaire ou celui des avions ont des effets considérables sur les tuyaux dont la hauteur de recouvrement est généralement assez faible (figure 1.22).

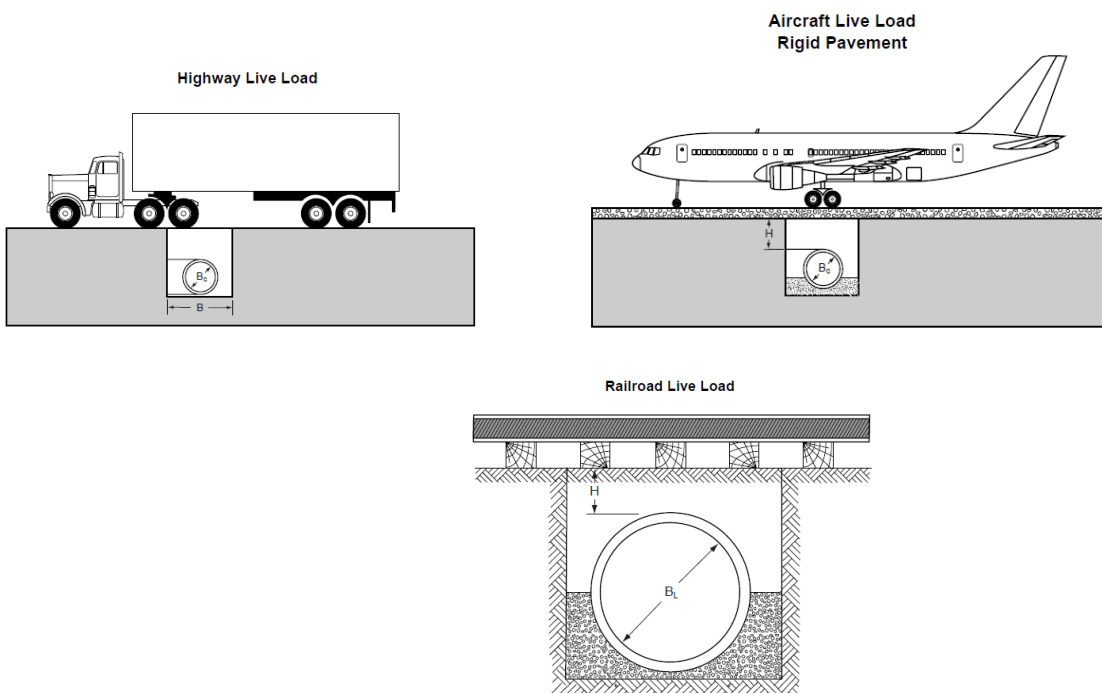
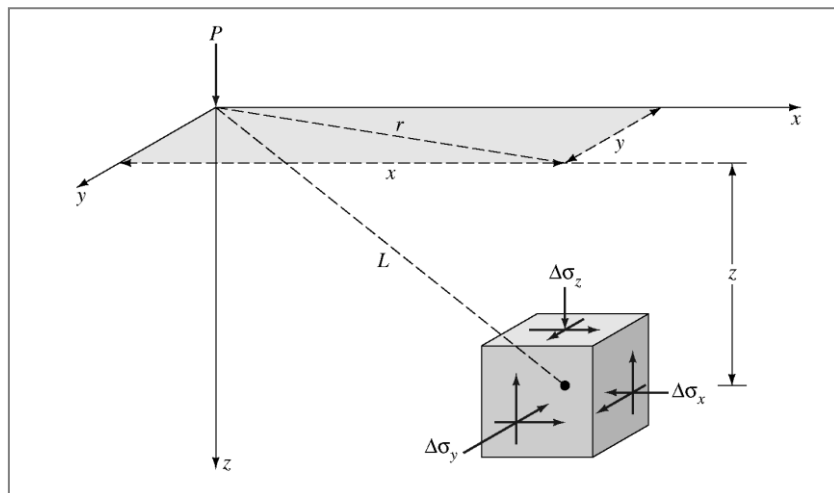


Fig. 1.22. Effet des véhicules circulant en surface

La détermination de ces effets est strictement complexe que l'on ne sait apprécier que d'une manière approchée. Les surcharges de surface peuvent être ponctuelles ou réparties selon une surface. Les nombreuses expériences effectuées sur les tuyaux ont montré que les efforts statiques sont transmis à travers le sol au tuyau conformément avec la théorie de Boussinesq.

#### 1.4.7.1. Théorie de Boussinesq

Boussinesq a développé en 1885 un certain nombre de résultats qui permettent de déterminer les contraintes induites par une charge ponctuelle dans un espace homogène, isotrope non pesant limité à sa partie supérieure par un plan horizontal illimité et dans lequel la théorie de l'élasticité linéaire reste valable.



**Fig. 1.23.** Etat de contrainte dans un massif sous l'effet d'une force ponctuelle appliquée à la surface de ce massif

La contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \times \frac{1}{\left[ \left( \frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \right\} = \frac{P}{z^2} I_1$$

Où

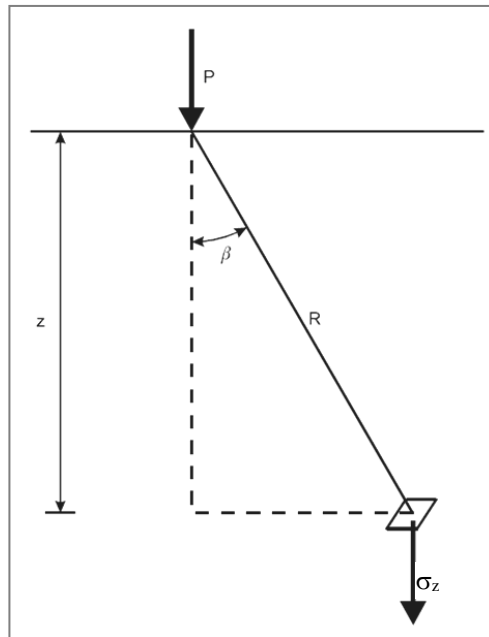
$$I_1 = \frac{3}{2\pi} \times \frac{1}{\left[ \left( \frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \text{ est le facteur d'influence.}$$

Pour rendre compte de la compressibilité des sols, Fröhlich a proposé de changer la valeur de  $\Delta\sigma_z$  et d'adopter :

$$\Delta\sigma_z = \frac{\nu P}{2\pi z^2} \cos^{\nu} \beta$$

Au lieu de :

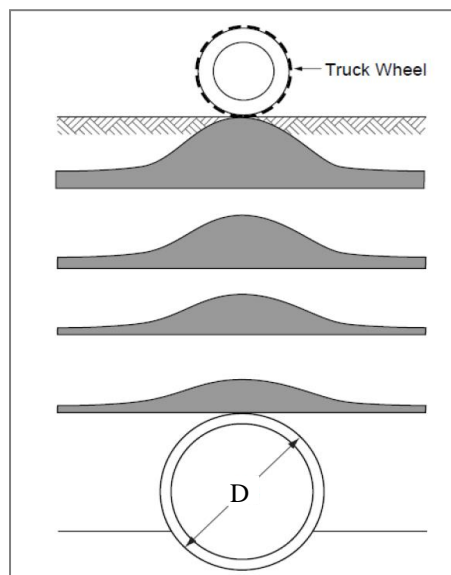
$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^3 \beta$$



**Fig. 1.24.** Modèle de Fröhlich

$\nu$  est un coefficient de concentration des contraintes qui dépend de la nature du remblai.

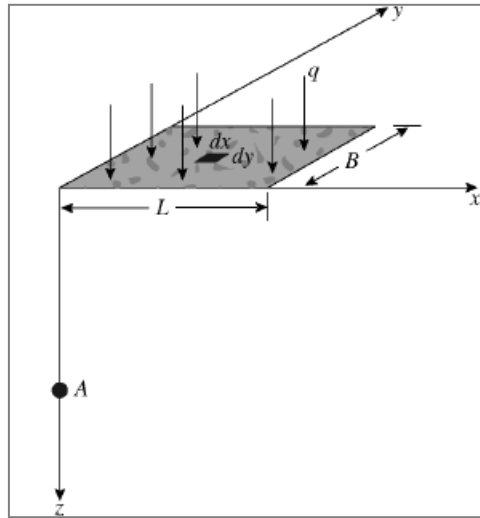
- $\nu = 3$  cas d'un terrain argileux ;
- $\nu = 4$  cas d'un terrain sableux.



**Fig. 1.25.** Distribution de la pression verticale en profondeur due à une roue circulant en surface



En intégrant les formules de Boussinesq, Newmark a calculé les contraintes verticales unitaires,  $p$ , produites par une surcharge superficielle unitaire,  $q$ , uniformément répartie sur un rectangle, en chaque point de la verticale passant par un des sommets du rectangle (figure 1.26). Il a dressé et publié des tables permettant de calculer ces contraintes en fonction des dimensions du rectangle et de la profondeur du point considéré.



**Fig. 1.26.** Pression verticale déterminée par les tables de Newmark

La contrainte verticale unitaire,  $p$  produite en A par la charge  $q$  est donnée par la formule :

$$p = C_q \times q$$

En pratique, on utilise des tables ou des abaques pour déterminer le coefficient  $C_q$  en fonction des rapports

$m = \frac{L}{H}$  et  $n = \frac{B}{H}$ . Les valeurs de  $C_q$  sont représentées en coordonnées semi-logarithmique. Dans les

abaques, comme dans les tables de Newmark, les valeurs de  $m$  et de  $n$  sont interchangeables.

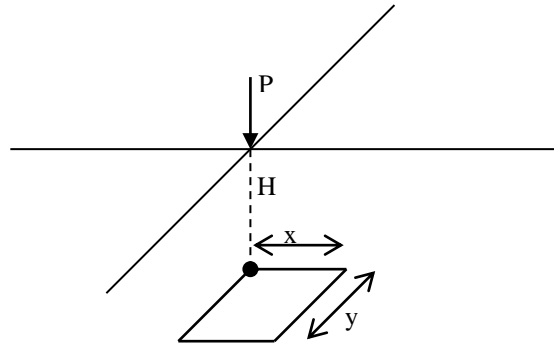
#### 1.4.7.2. Charge reçue par une surface rectangulaire en profondeur

Par l'intégration des formules de Boussinesq, Holl a déterminé la charge totale, exercée sur un rectangle, situé à une profondeur  $H$  sous la surface, par une force isolée, superficielle, verticale,  $P$ , dont le point d'impact se trouve sur la verticale d'un des sommets du rectangle :

$$Q_t = C_t \times P$$

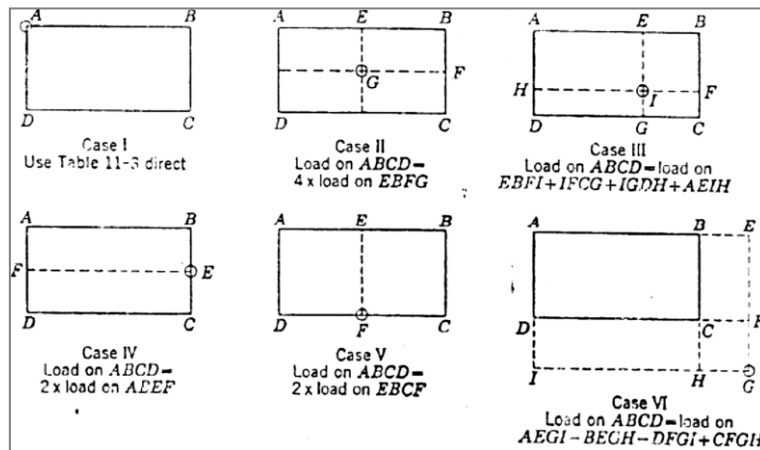
La valeur de  $C_t$  ( $C_t \leq 1$ ) est fournie par la table de Newmark qui correspond aux paramètres  $m$  et  $n$  :

$$m = \frac{x}{H} \quad \text{et} \quad n = \frac{y}{H}$$



**Fig. 1.27.** Pression exercée par une force ponctuelle sur un rectangle en profondeur

Lorsque la ligne d'action de la charge ponctuelle ne passe pas par l'un des angles du rectangle, on peut combiner les valeurs des coefficients d'influence correspondants à plusieurs rectangles.



**Fig. 1.28.** Calcul du coefficient  $C_t$  par combinaisons de rectangles

### 1.4.7.3. Surcharge reçue par une canalisation en profondeur

Le calcul de l'effet d'une surcharge de surface sur la génératrice supérieure du tuyau se fait suivant les hypothèses suivantes :

- On ne considère que les pressions verticales qui sont de beaucoup les plus importantes, l'intervention de  $\sigma_x$  et  $\tau$  étant négligeables.
- On tient compte du caractère dynamique des surcharges forfaitairement à l'aide de coefficient de majoration dynamique des surcharges.
- La transmission d'une surcharge de surface sur une conduite enterrée est équivalente à celle d'une surface rectangulaire uniformément chargée située à la même profondeur.

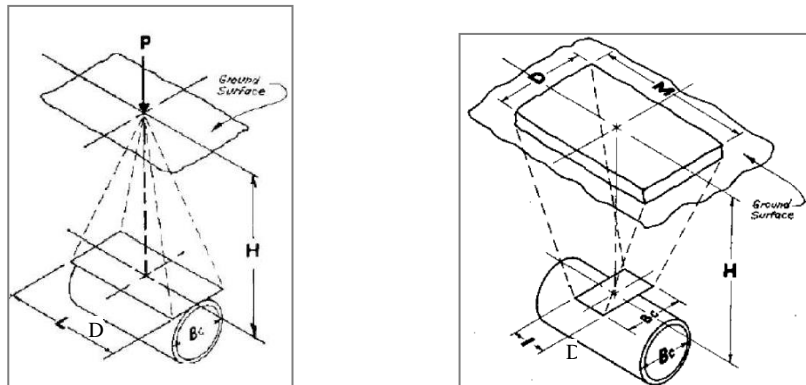
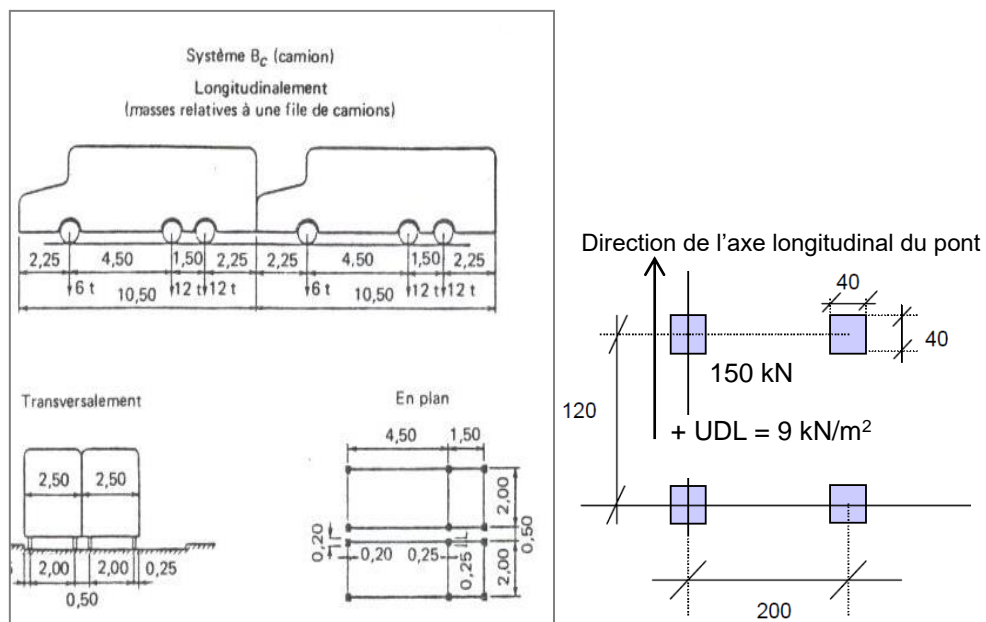


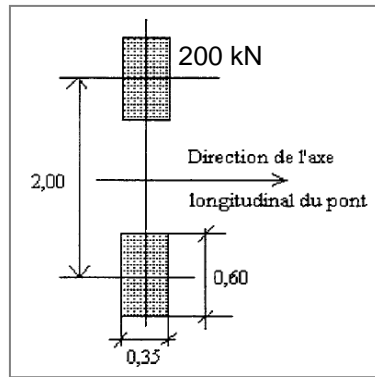
Fig. 1.29. Transmission des surcharges de surface sur une conduite enterrée

#### 1.4.7.3.2.1. Charges routières réglementaires

Le calcul de l'action due aux charges roulantes s'effectue en considérant soit l'effet du convoi  $B_c$  (convoi de camions de 30 t) défini par le fascicule n° 61 du CCTG "Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art", soit les charges définies dans l'Eurocode 1 "Actions sur les structures". Les coefficients de majoration, tenant compte des effets dynamiques, sont issus de travaux expérimentaux réalisés en vraie grandeur.



Tandem TS + Uniformly distributed load de l'EC1.



Essieu simple de l'EC1

**Fig. 1.30.** Charges réglementaires du fascicule 61 et de l'EC1

Un coefficient de majoration dynamique de 1.6 est appliqué sur les charges de roues du système  $B_c$  situées à l'aplomb de la canalisation. Le coefficient dynamique est de 1 pour les autres roues.

La majoration dynamique est incluse dans les charges des roues des modèles de de l'EC1.

#### 1.4.7.3.2. Méthode de l'iso 2785

##### a) Surcharges routières concentrées

La pression verticale agissant sur la génératrice supérieure d'un tuyau enterré exercée par une roue d'un camion peut être calculée par la formule suivante :

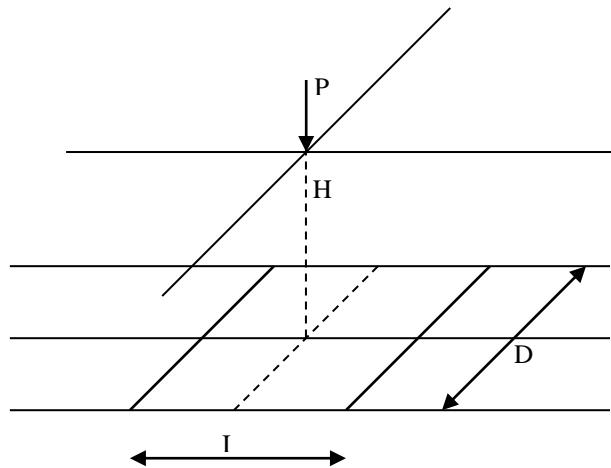
$$Q_t = m C_t \frac{P}{I} \phi$$

Où  $m$  est un facteur empirique tenant compte des autres roues du camion. Pour une profondeur entre 0.6 à 2 mètres,  $m$  est donné par les formules suivantes :

- pour un convoi à 2 essieux :  $m = 1.33 + 0.31D$
- pour un convoi à 3 essieux :  $m = 1.51 + 0.42D$   $D$  en mètres
- pour une roue isolée (roue  $B_r$ , par exemple)  $m = 1$ .

$P$  : surcharge de la roue du convoi considéré ;

$I$  : longueur du tuyau intéressé par l'application de la surcharge concentrée. Pour des tuyaux de longueur courante, prendre  $I = 1m$ . Pour des tuyaux de longueur inférieure à 1 m, prendre la longueur réelle.



**Fig. 1.31.** Surface rectangulaire équivalente

$$\phi = 1 + \frac{0.3}{H}$$

est le facteur dynamique.  $H$  en mètres.

$C_t$ : coefficient d'influence de la surcharge  $P$  sur le rectangle de dimensions  $I \times D$  et dont le centre de gravité se trouve sur la verticale passant par la ligne d'action de la surcharge  $P$ , d'où :

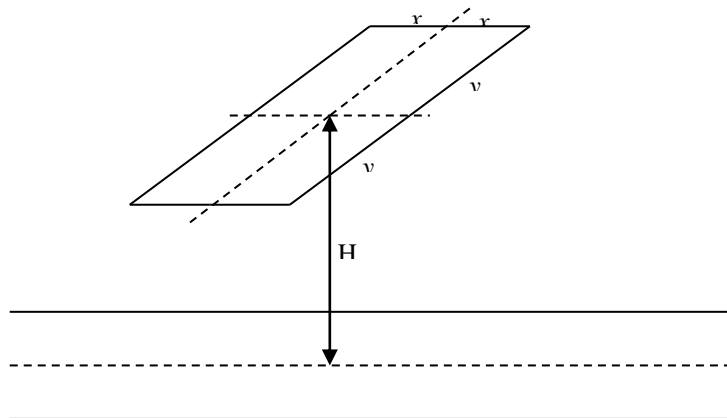
$$C_t \left( \frac{I}{H}, \frac{D}{H} \right) = 4 \times C_{t1} \left( m = \frac{I}{2H}, n = \frac{D}{2H} \right)$$

$C_{t1}$  est directement déterminé à partir du tableau de Newmark.

**b) Surcharge routière répartie**

L'effet sur un tuyau enterré, d'une surcharge verticale répartie (Systèmes militaires du fascicule 61, par exemple) circulant à une hauteur  $H$  au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Q'_t = C'_t q D \phi$$



**Fig.1.32.** Calcul du coefficient  $C_t$  dans le cas d'une surcharge routière répartie

$q$  est l'intensité de la surcharge de surface en  $kN/m^2$ .

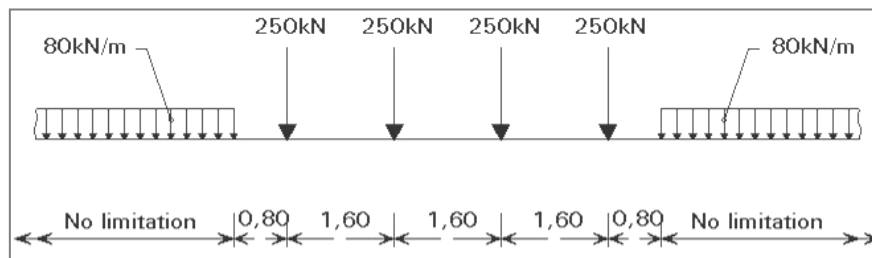
$$\phi = 1 + \frac{0.3}{H}$$

$C_t\left(\frac{2x}{H}, \frac{2y}{H}\right) = 4 \times C_{t1}\left(\frac{x}{H}, \frac{y}{H}\right)$  : coefficient d'influence de la charge en tout point de la conduite déterminé à partir du tableau de Newmark. Dans ce cas,  $2x$  et  $2y$  sont les dimensions de la surface d'application de la charge.

### c) Surcharges ferroviaires

Dans le cas des tuyaux passant sous les remblais des lignes ferroviaires, les charges des essieux sont réparties transversalement par les traverses et longitudinalement par les rails. Il serait donc pessimiste de les considérer comme des charges concentrées. On considère alors que les trains exercent à la surface de la plate-forme une surcharge uniformément répartie sur une surface rectangulaire dont les dimensions sont la longueur des traverses et la longueur occupée par les essieux de la locomotive. La norme iso 2785 propose de calculer l'effet des surcharges ferroviaires par la formule utilisée pour les surcharges routières réparties, mais en modifiant le coefficient dynamique :

$$\phi = 1 + \frac{0.6}{H}$$



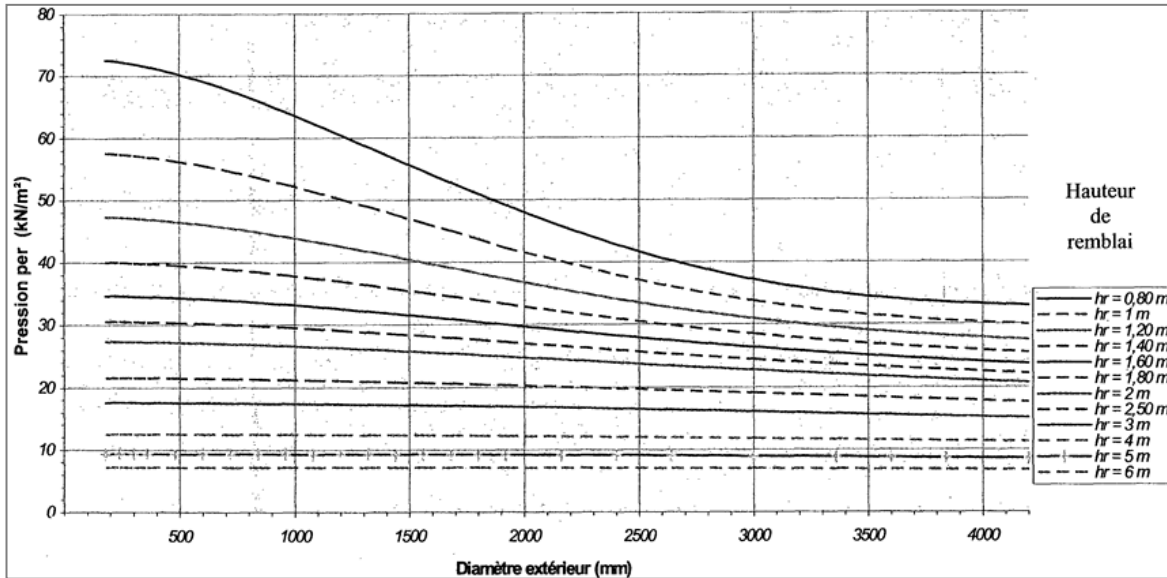
**Fig. 1.33.** Convoi type de l'UIC (Union internationale des chemins de fer)

Les surcharges uniformément réparties sont majorées du poids du ballast estimé à :  $10 kN/m^2$  pour les chemins de fer et  $8 kN/m^2$  pour les tramways.

#### 1.4.7.3.3. Méthode du fascicule 70

##### a) Pression verticale

Les actions  $p_{er}$  s'exerçant au niveau de la génératrice supérieure de la canalisation résultent des charges roulantes routières les plus défavorables affectées de majoration dynamique. En général, on retient le système  $B_c$ . La valeur des pressions correspondantes est déterminée à partir de l'abaque de la figure 1.34.



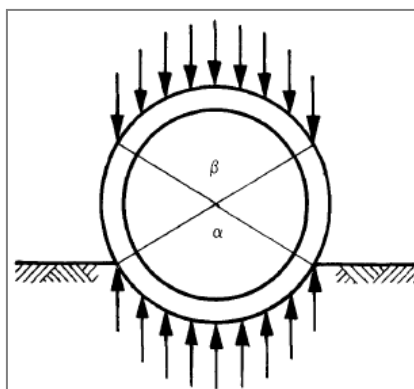
**Fig. 1.34.** Pression per due aux charges roulantes du système B<sub>c</sub>

**b) Pression horizontale**

La pression horizontale  $p_h$  exercée par le remblai et les charges d'exploitation sur la canalisation est considérée comme uniforme et prise égale à  $k_2 (p_r + p_e)$ .  $k_2$  étant le coefficient de pression horizontale des terres. Caractérisant le remblai et dépendant de ses conditions de mise en œuvre (caractéristiques, compactage), le coefficient  $k_2$  ne peut être assimilé, ni à un coefficient de poussée active, ni à un coefficient de poussée des terres au repos.

**1.4.8. Réactions d'appui**

Le calcul d'un tuyau requiert la connaissance de la distribution des réactions sur un secteur d'appui, comme pour le secteur chargé. A la vérité, cette distinction entre secteur d'appui et secteur chargé est quelquefois artificielle et il est difficile de séparer le secteur des zones chargées des zones d'appui. En plus les réactions d'appui ne sont pas toujours dirigées radialement comme se serait le cas des tuyaux lisses. Les essais sur les conduites ont montré que la réaction radiale est accompagnée d'une composante tangentielle. Mais pratiquement, cette composante tangentielle intervient for peu et on se borne à considérer la composante radiale. La résistance de la conduite sera d'autant plus favorable que l'uniformité de la pression d'appui sera assurée sur une plus grande surface possible. Pratiquement, le problème est posé de la manière suivante : on est en présence d'un tuyau posé dont on ignore d'une part, le secteur d'appui réel  $\alpha$ , et d'autre part, la répartition des réactions, le long de ce secteur. On use donc des règles simplifiées qui admettent des réactions verticales uniformément réparties.



## Annexe

### A.1. Les groupes de sol définis par le fascicule 70 titre 1

Groupes de sol	Description	Matériaux selon NF P 11-300 en état h, m ou s <sup>(2)</sup>	
G1	Sables et graves propres, concassés ( $D_{max} < 50$ mm). Sables ou graves peu silteux	D1 D2 D3 DC1, DC2, DC3 <sup>(3)</sup> B1, C1B1, C2B1 B3, C1B3, C2B3	Utilisables <sup>(4)</sup> en enrobage
G2	Sables ou graves peu argileux	B2, C1B2, C2B2 B4, C1B4, C2B4	
G3	Sables et graves très silteux, limons peu plastiques, sables fins peu pollués ( $IP < 12$ )	A1, C1A1, C2A1 B5, C1B5	
G4	Sables et graves argileux à très argileux, sables fins argileux, limons argiles et marnes peu plastiques ( $IP < 25$ )	A2, C1A2, C2A2 B6, C1B6, C2B6	
G5	Argiles et argiles marneuses, limons très plastiques ( $IP > 25$ )	A3, C1A3, C2A3 A4, C1A4, C2A4	Inutilisables en enrobage

### A.2. Poids volumique des remblais

Nature du matériau	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )
Sable	17 à 22
Gravier	17
Terre sèche	18
Terre humide	21
Argile raide	20
Argile molle	15

Tableau 1 - Valeurs indicatives de poids volumique pour différents matériaux ([8] et [17])



### A3. Valeurs de $k_2$ et $2\alpha$

Niveau de mise en oeuvre	Non contrôlé		Compacté contrôlé non validé		Objectifs de densification recommandés			
					Compacté contrôlé et validé $q_3$		Compacté contrôlé et validé $q_4$	
Groupe de sol	$k_2$	$2\alpha$ (°)	$k_2$	$2\alpha$ (°)	$k_2$	$2\alpha$ (°)	$k_2$	$2\alpha$ (°)
G1	0,15	60	0,35	90	0,50	110	0,60	120
G2	0,15	60	0,35	90	0,50	110	0,60	120
G3	0	60	0,15	90	0,35	110	0,50	120
G4	0	60	0	60	0,15	110	0,25	120
G5	Matériaux inutilisables en enrobage							

Tableau 2 -Valeurs de  $k_2$  et  $2\alpha$  suivant le groupe de sol et le mode de mise en place

MATERIAUX	$E_{T_i}$ (MPa)	$\frac{E_{T_v}}{E_{T_i}}$	$\nu_T$	$e_0$ (mm)
BETON	40 000	0,35	0,2	1
FIBRES-CIMENT	25 000	0,35	0,15	$5 \times 10^{-3} DN$
FONTE	170 000	1	0,25	$1,2 + \frac{DN}{2000}$
PVC	3 000	0,5	-	$6 \times 10^{-3} DN$
GRES	50 000	1	0,22	$5 \times 10^{-4} DN$

Valeurs de  $E_{T_i}$ ,  $E_{T_v} / E_{T_i}$ ,  $\nu_T$  et  $e_0$  pour les matériaux courants

### A5 Valeurs de $E_s$ en fonction du groupe de sol et la qualité de compactage

		non compacté	compacté contrôlé	compacté contrôlé et vérifié
Groupe de sol	ES	ES (MPa)	ES (MPa)	ES (MPa)
1	(1)	0,7	2	5
2	(1)	0,6	1,2	3
3	(1)	0,5	1	2,5
4	(1)	< 0,3	0,6	0,6
Sb	(2)	0,7	2	5

(1) Zone d'enrobage ou zone de remblai proprement dit.

(2) Zone de remblai proprement dit seulement

m/n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.005	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.024	0.026	0.027
0.2	0.009	0.018	0.026	0.033	0.039	0.043	0.047	0.050	0.053
0.3	0.013	0.026	0.037	0.047	0.056	0.063	0.069	0.073	0.077
0.4	0.017	0.033	0.047	0.060	0.071	0.080	0.087	0.093	0.098
0.5	0.020	0.039	0.056	0.071	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116
0.6	0.022	0.043	0.063	0.080	0.095	0.107	0.117	0.125	0.131
0.7	0.024	0.047	0.069	0.087	0.103	0.117	0.128	0.137	0.144
0.8	0.026	0.050	0.073	0.093	0.110	0.125	0.137	0.146	0.154
0.9	0.027	0.053	0.077	0.098	0.116	0.131	0.144	0.151	0.162
1.0	0.028	0.055	0.079	0.101	0.120	0.136	0.149	0.160	0.168
1.2	0.029	0.057	0.083	0.106	0.126	0.143	0.157	0.168	0.178
1.5	0.030	0.059	0.086	0.110	0.131	0.149	0.164	0.176	0.186
2.0	0.031	0.061	0.089	0.113	0.135	0.153	0.169	0.181	0.192
2.5	0.031	0.062	0.090	0.115	0.137	0.155	0.170	0.183	0.194
3.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.171	0.184	0.195
5.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196
10.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196
∞	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196

m/n	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	5.0	10.0	∞
0.1	0.028	0.029	0.030	0.031	0.031	0.032	0.032	0.032	0.032
0.2	0.055	0.057	0.059	0.061	0.062	0.062	0.062	0.062	0.062
0.3	0.079	0.083	0.086	0.089	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090
0.4	0.101	0.106	0.110	0.113	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115
0.5	0.120	0.126	0.131	0.135	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137
0.6	0.136	0.143	0.149	0.153	0.155	0.156	0.156	0.156	0.156
0.7	0.149	0.157	0.164	0.169	0.170	0.171	0.172	0.172	0.172
0.8	0.160	0.168	0.176	0.181	0.183	0.184	0.185	0.185	0.185
0.9	0.168	0.178	0.186	0.192	0.194	0.195	0.196	0.196	0.196
1.0	0.175	0.185	0.193	0.200	0.202	0.203	0.204	0.205	0.205
1.2	0.185	0.196	0.205	0.212	0.215	0.216	0.217	0.218	0.218
1.5	0.193	0.205	0.215	0.223	0.226	0.228	0.229	0.230	0.230
2.0	0.200	0.212	0.223	0.232	0.236	0.238	0.239	0.240	0.240
2.5	0.202	0.215	0.226	0.236	0.240	0.242	0.244	0.244	0.244
3.0	0.203	0.216	0.228	0.238	0.242	0.244	0.246	0.247	0.247
5.0	0.204	0.217	0.229	0.239	0.244	0.246	0.249	0.249	0.249
10.0	0.205	0.218	0.230	0.240	0.244	0.247	0.249	0.250	0.250
∞	0.205	0.218	0.230	0.240	0.244	0.247	0.249	0.250	0.250

m/n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.1	0.005	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.024	0.026	0.027
0.2	0.009	0.018	0.026	0.033	0.039	0.043	0.047	0.050	0.053
0.3	0.013	0.026	0.037	0.047	0.056	0.063	0.069	0.073	0.077
0.4	0.017	0.033	0.047	0.060	0.071	0.080	0.087	0.093	0.098
0.5	0.020	0.039	0.056	0.071	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116
0.6	0.022	0.043	0.063	0.080	0.095	0.107	0.117	0.125	0.131
0.7	0.024	0.047	0.069	0.087	0.103	0.117	0.128	0.137	0.144
0.8	0.026	0.050	0.073	0.093	0.110	0.125	0.137	0.146	0.154
0.9	0.027	0.053	0.077	0.098	0.116	0.131	0.144	0.151	0.162
1.0	0.028	0.055	0.079	0.101	0.120	0.136	0.149	0.160	0.168
1.2	0.029	0.057	0.083	0.106	0.126	0.143	0.157	0.168	0.178
1.5	0.030	0.059	0.086	0.110	0.131	0.149	0.164	0.176	0.186
2.0	0.031	0.061	0.089	0.113	0.135	0.153	0.169	0.181	0.192
2.5	0.031	0.062	0.090	0.115	0.137	0.155	0.170	0.183	0.194
3.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.171	0.184	0.195
5.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196
10.0	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196
$\infty$	0.032	0.062	0.090	0.115	0.137	0.156	0.172	0.185	0.196

m/n	1.0	1.2	1.5	2.0	2.5	3.0	5.0	10.0	$\infty$
0.1	0.028	0.029	0.030	0.031	0.031	0.032	0.032	0.032	0.032
0.2	0.055	0.057	0.059	0.061	0.062	0.062	0.062	0.062	0.062
0.3	0.079	0.083	0.086	0.089	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090
0.4	0.101	0.106	0.110	0.113	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115
0.5	0.120	0.126	0.131	0.135	0.137	0.137	0.137	0.137	0.137
0.6	0.136	0.143	0.149	0.153	0.155	0.156	0.156	0.156	0.156
0.7	0.149	0.157	0.164	0.169	0.170	0.171	0.172	0.172	0.172
0.8	0.160	0.168	0.176	0.181	0.183	0.184	0.185	0.185	0.185
0.9	0.168	0.178	0.186	0.192	0.194	0.195	0.196	0.196	0.196
1.0	0.175	0.185	0.193	0.200	0.202	0.203	0.204	0.205	0.205
1.2	0.185	0.196	0.205	0.212	0.215	0.216	0.217	0.218	0.218
1.5	0.193	0.205	0.215	0.223	0.226	0.228	0.229	0.230	0.230
2.0	0.200	0.212	0.223	0.232	0.236	0.238	0.239	0.240	0.240
2.5	0.202	0.215	0.226	0.236	0.240	0.242	0.244	0.244	0.244
3.0	0.203	0.216	0.228	0.238	0.242	0.244	0.246	0.247	0.247
5.0	0.204	0.217	0.229	0.239	0.244	0.246	0.249	0.249	0.249
10.0	0.205	0.218	0.230	0.240	0.244	0.247	0.249	0.250	0.250
$\infty$	0.205	0.218	0.230	0.240	0.244	0.247	0.249	0.250	0.250

Les tuyaux

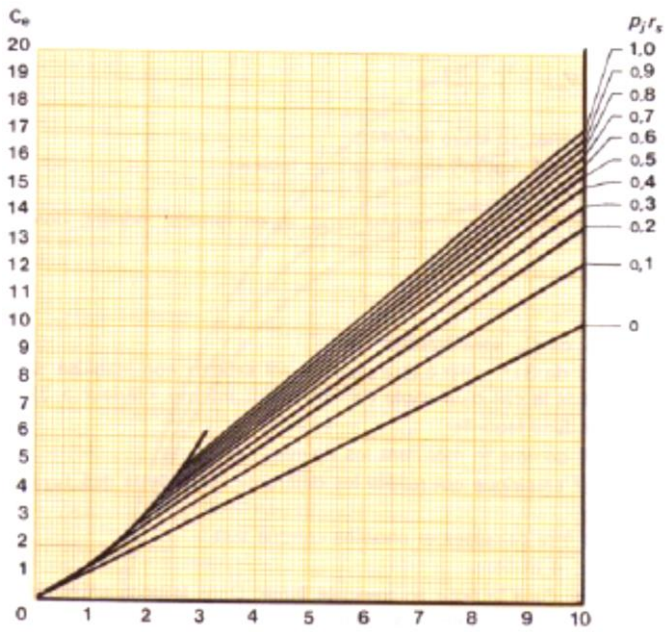
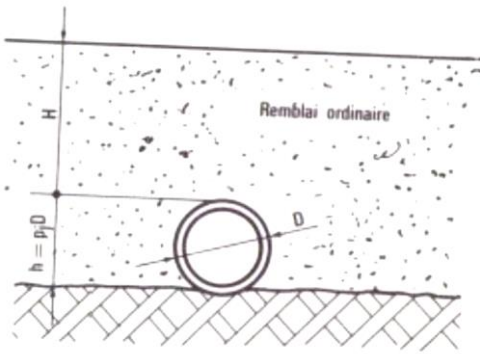


Fig. B1. Pose en tranchée large et remblai indéfini [2]

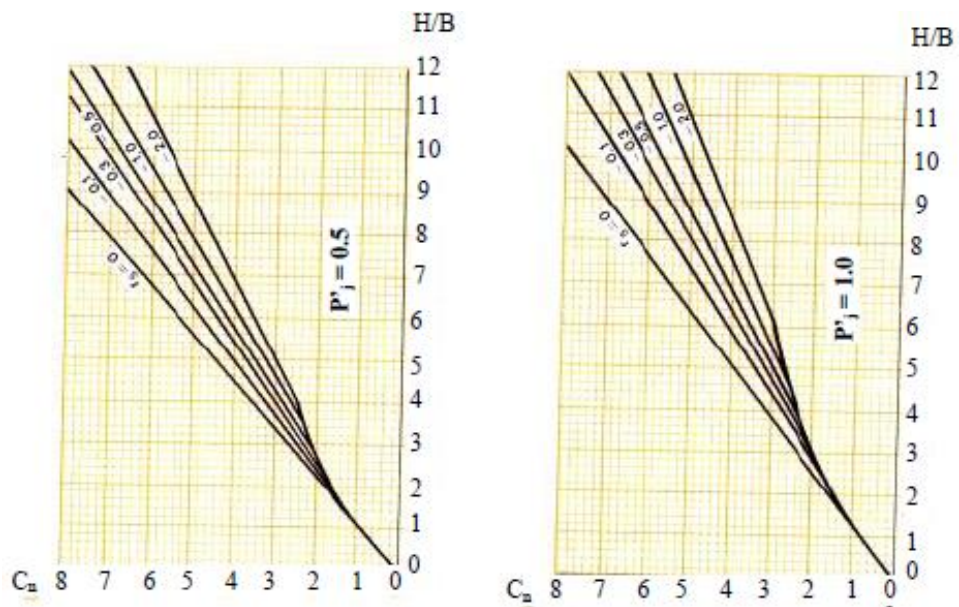


Fig. B2. Pose en tranchée sous remblai indéfini [2]

