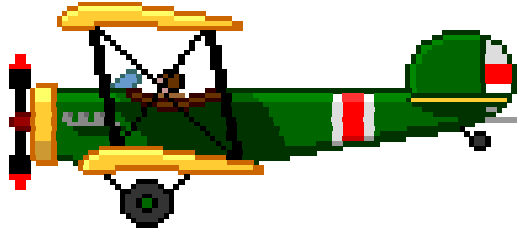




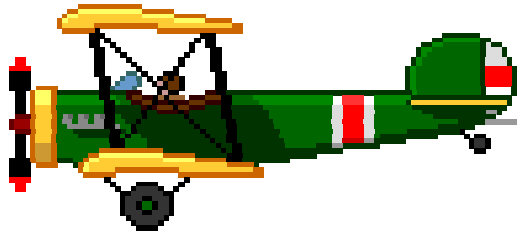
HYDRAULIQUE URBAINE

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

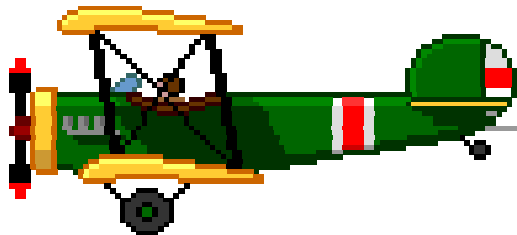
CONCEPTION ET CALCUL DES RESEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE



CONCEPTION ET CALCUL



DES RESEAUX DE

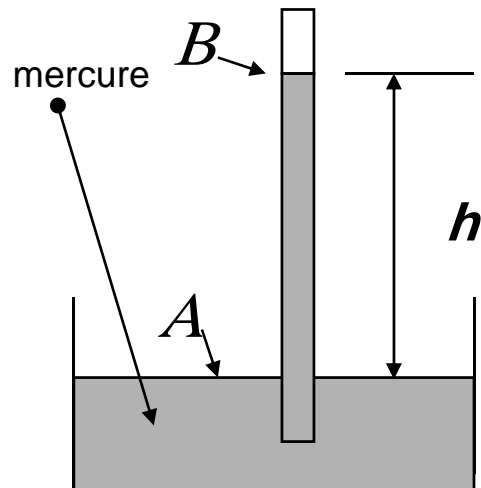


DISTRIBUTION D'EAU POTABLE

PARTIE N°3 CONCEPTION ET CALCUL DES RESEAUX DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE

I - QUELQUES RAPPELS D'HYDRAULIQUE

1 - . La mesure de la pression atmosphérique



$$p_A - p_B = \rho_m g h$$

et $p_B = 0$

ρ_m masse volumique du mercure
égale à $13,6 \cdot 10^3 \text{ kg m}^{-3}$

et $g = 9,81 \text{ N.kg}^{-1}$

h est la mesure de la pression atmosphérique

h observée est égale à 760 mm environ de hauteur de mercure

⇒ On en déduit:

$$p_A = 101\,396 \text{ Pascal}$$

Remplaçons le mercure par de l'eau

$$p_A = \rho gh$$

ρ *masse volumique de l'eau*

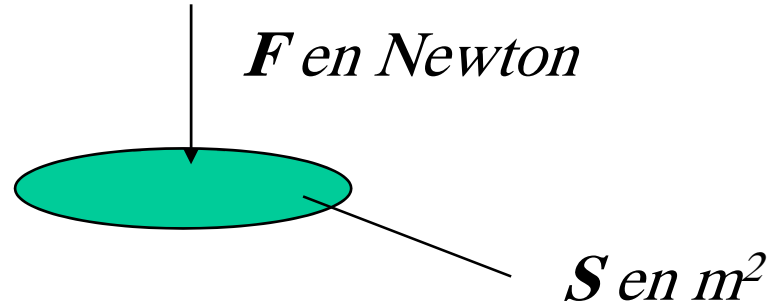
$$h = \frac{p_A}{\rho g}$$

$$h = \frac{101396}{1000 \times 9,81} = 10,33m$$

La pression atmosphérique est égale à 10,33m CE

2 - Unités de pression

Petit rappel $p = \frac{F}{S}$



p pression exercée

Le Pascal 1 Pa = 1N.m⁻²

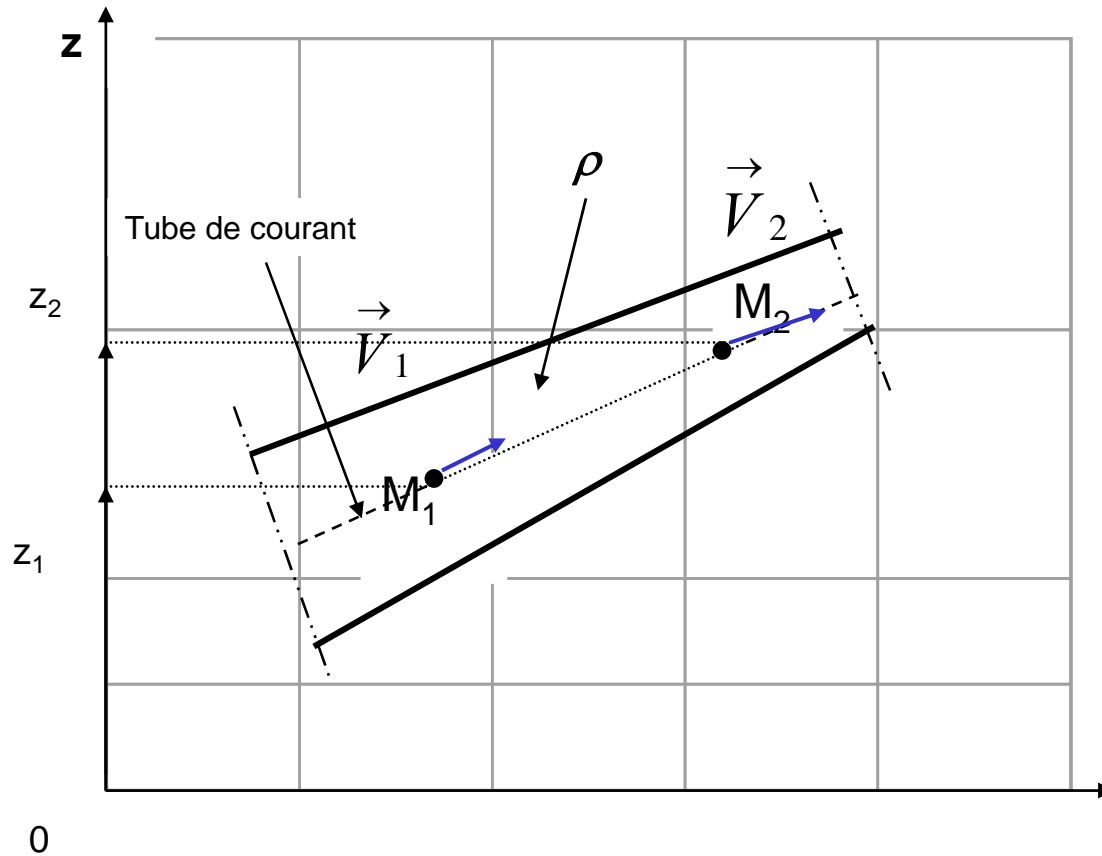
Le Bar 1 bar = 10⁵ Pascal

Dans les conditions normales de pression un bar correspond donc à :

$$\frac{10^5 Pa}{9,81N.kg^{-1} \times 1000kg.m^{-3}} = 10,19m.CE$$

Arrondi généralement à 10 m CE

3 - Théorème de BERNOULLI appliqué aux liquides parfaits

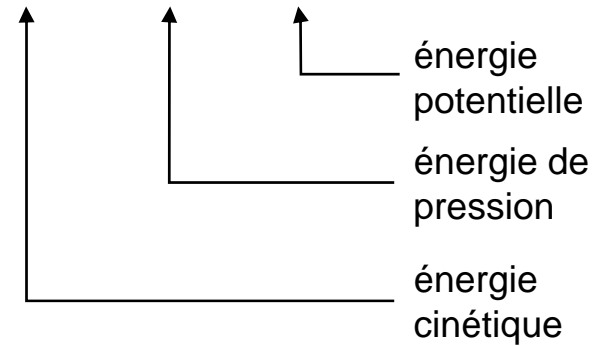


Application :

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} + z_2$$

Sur une même ligne de courant :

$$\frac{V^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z = \text{Constante}$$



II - APPLICATION DU THEOREME DE BERNOULLI AUX LIQUIDES REELS

Le théorème de BERNOULLI permet de résoudre la plupart des problèmes d'écoulement en charge.

Il n'est applicable que si les conditions suivantes sont vérifiées :

ECOULEMENT PERMANENT

et

LIQUIDE INCOMPRESSIBLE

Ainsi, le coup de bélier dans une conduite, phénomène variable dans le temps où le liquide subit une compression, ne peut être étudié en appliquant le théorème de BERNOULLI.

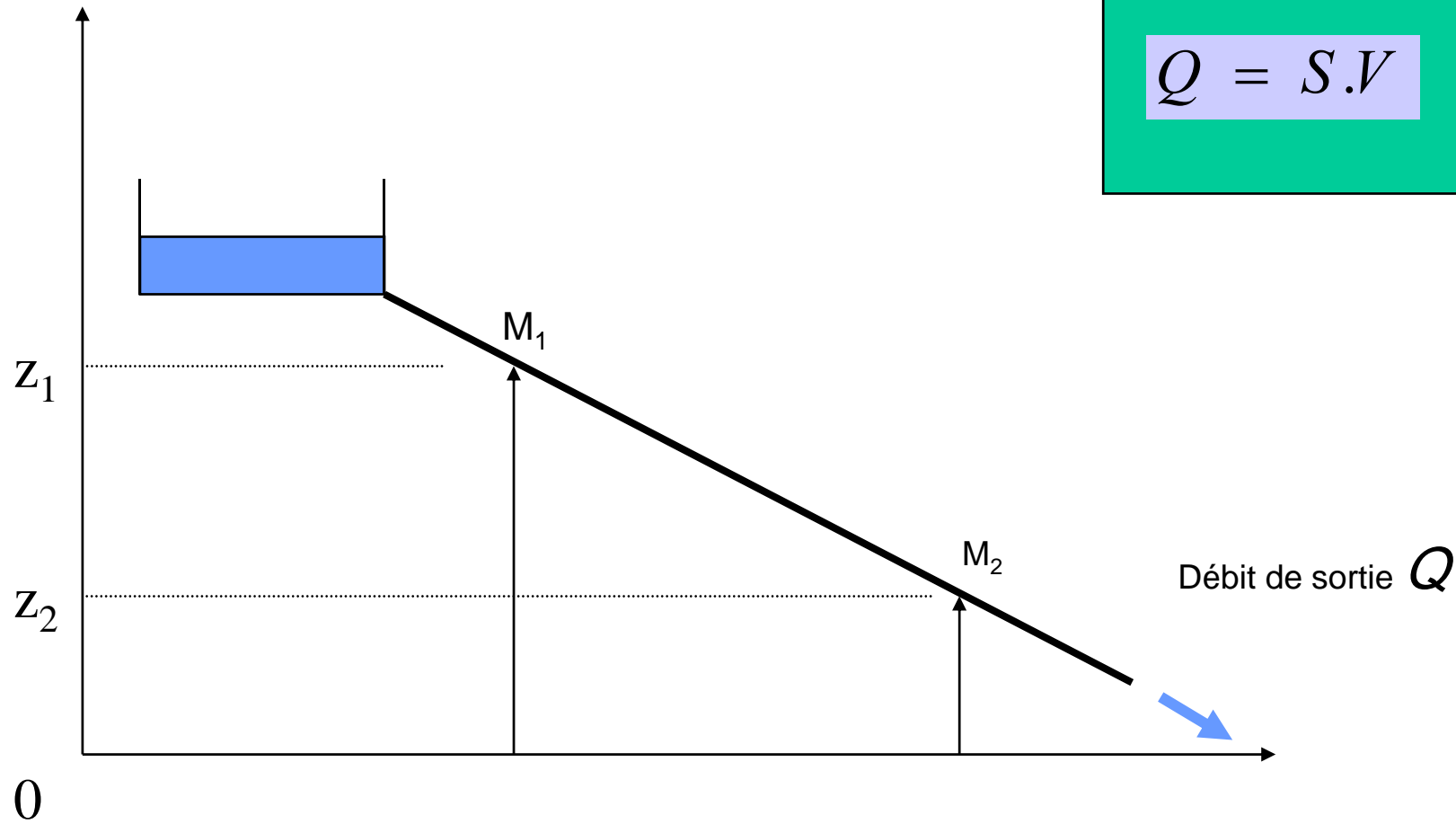
1 - Expression générale

Le théorème de BERNOULLI, étendu aux fluides réels, appliqué entre deux sections (1) et (2) a pour expression :

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + J_{1,2}$$

avec $J_{1,2}$ correspondant à l'énergie des forces de frottement et de viscosité (énergie perdue en chaleur entre M_1 et M_2).

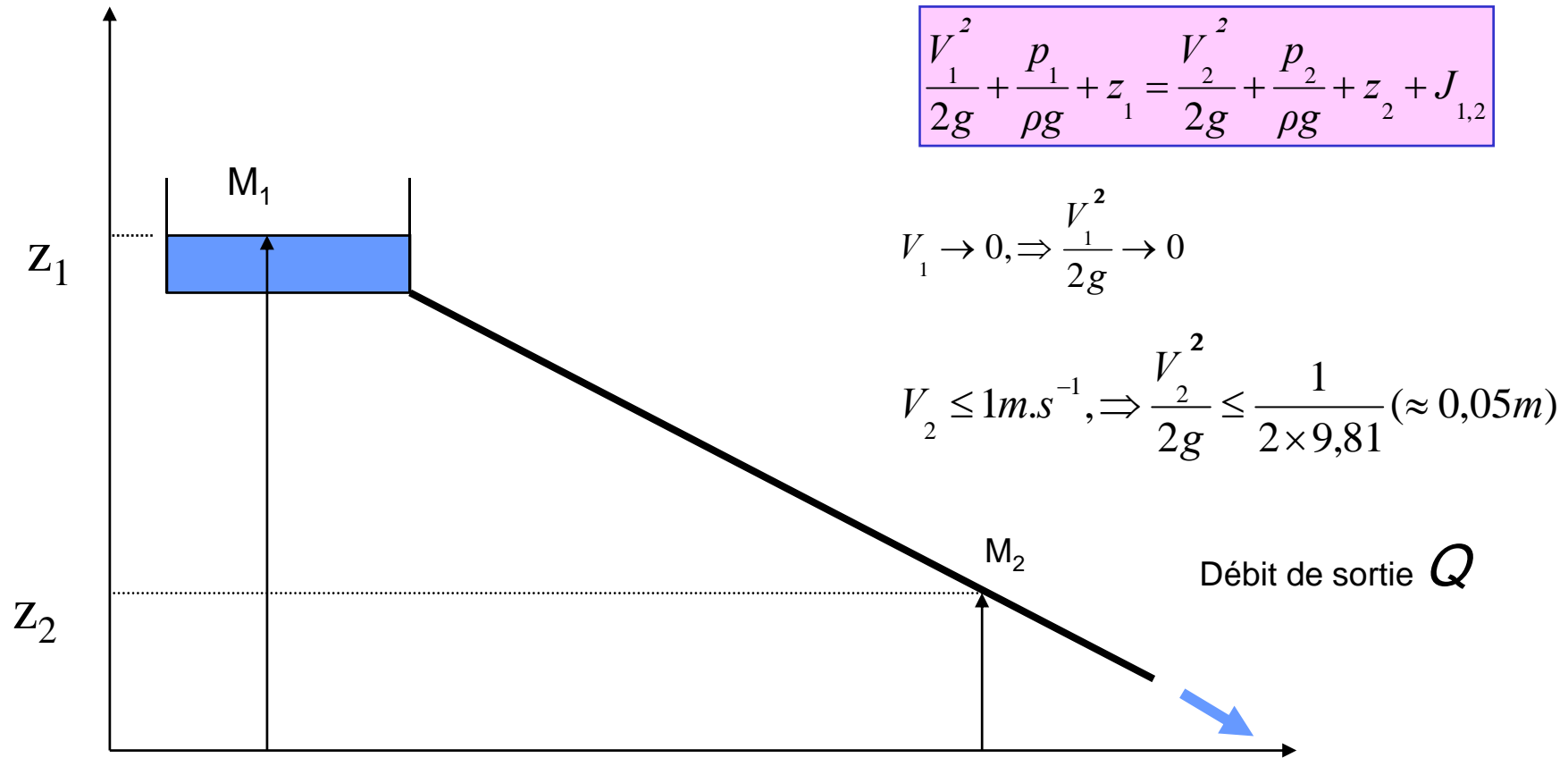
2. Application du théorème aux liquides réels:



$$Q = S.V$$

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + J_{1,2}$$

3 - Application du théorème à l'alimentation en eau potable



P_1 = Pression Atmosphérique absolue (= Pa absolue)

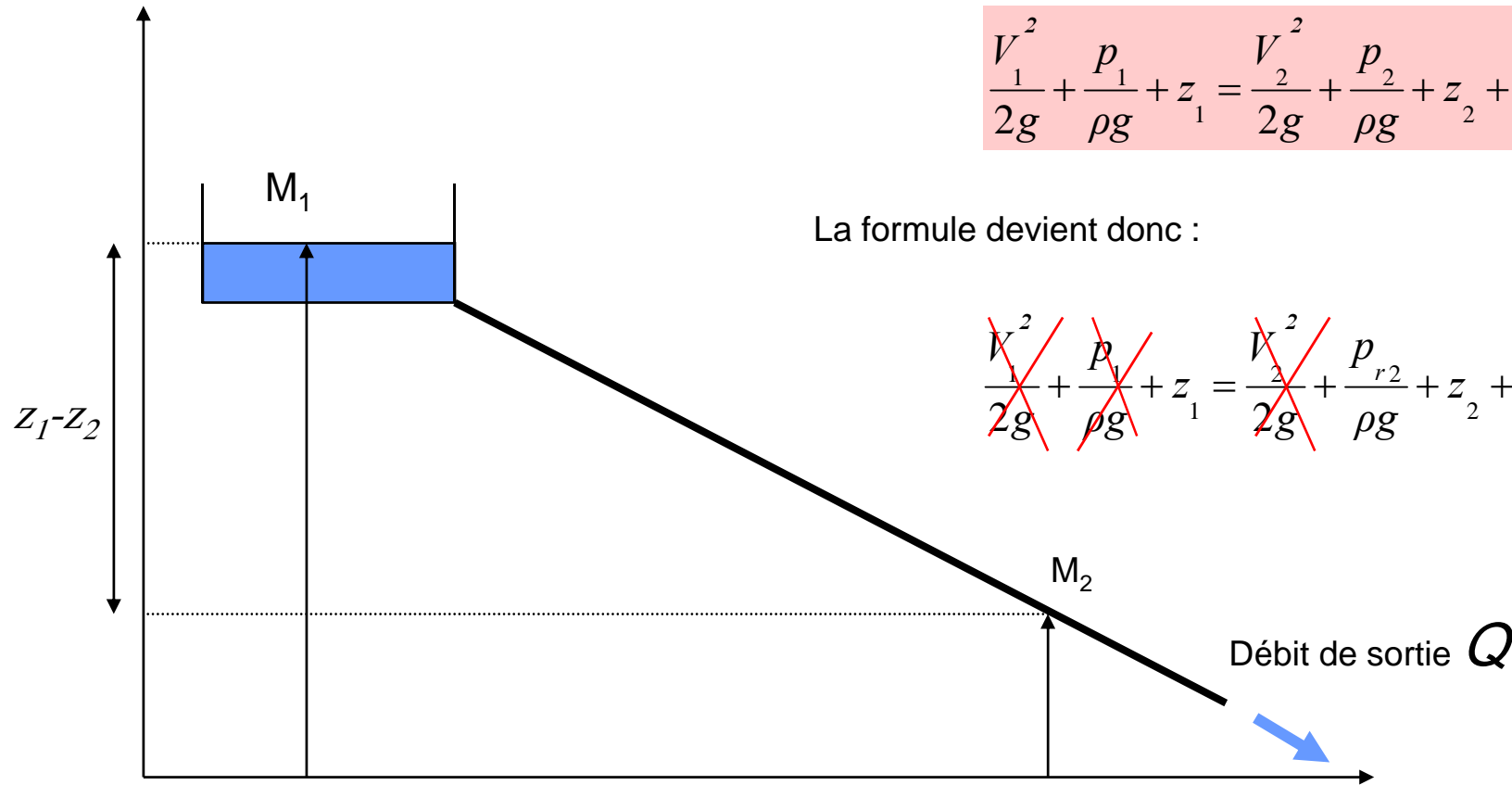
P_2 = Pression dans le réseau au point 2 = Pa absolue + Pression relative au point 2 (Pr_2)

Simplifications pour l'application aux liquides réels:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\rho g} + z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + J_{1,2}$$

La formule devient donc :

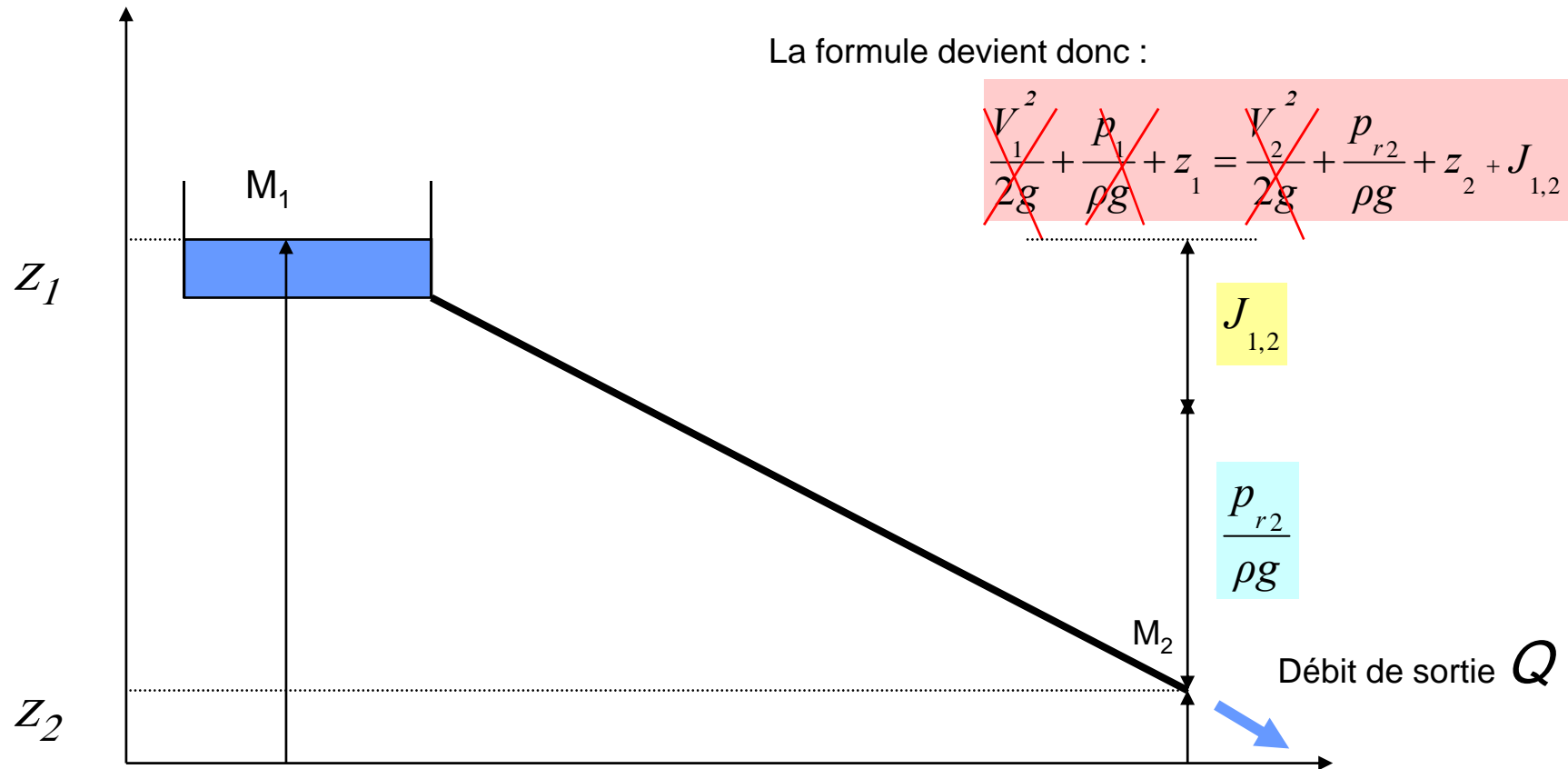
$$\cancel{\frac{V_1^2}{2g}} + \cancel{\frac{p_1}{\rho g}} + z_1 = \cancel{\frac{V_2^2}{2g}} + \frac{p_{r2}}{\rho g} + z_2 + J_{1,2}$$



Ou encore :

$$\frac{p_{r2}}{\rho g} = z_1 - z_2 - J_{1,2}$$

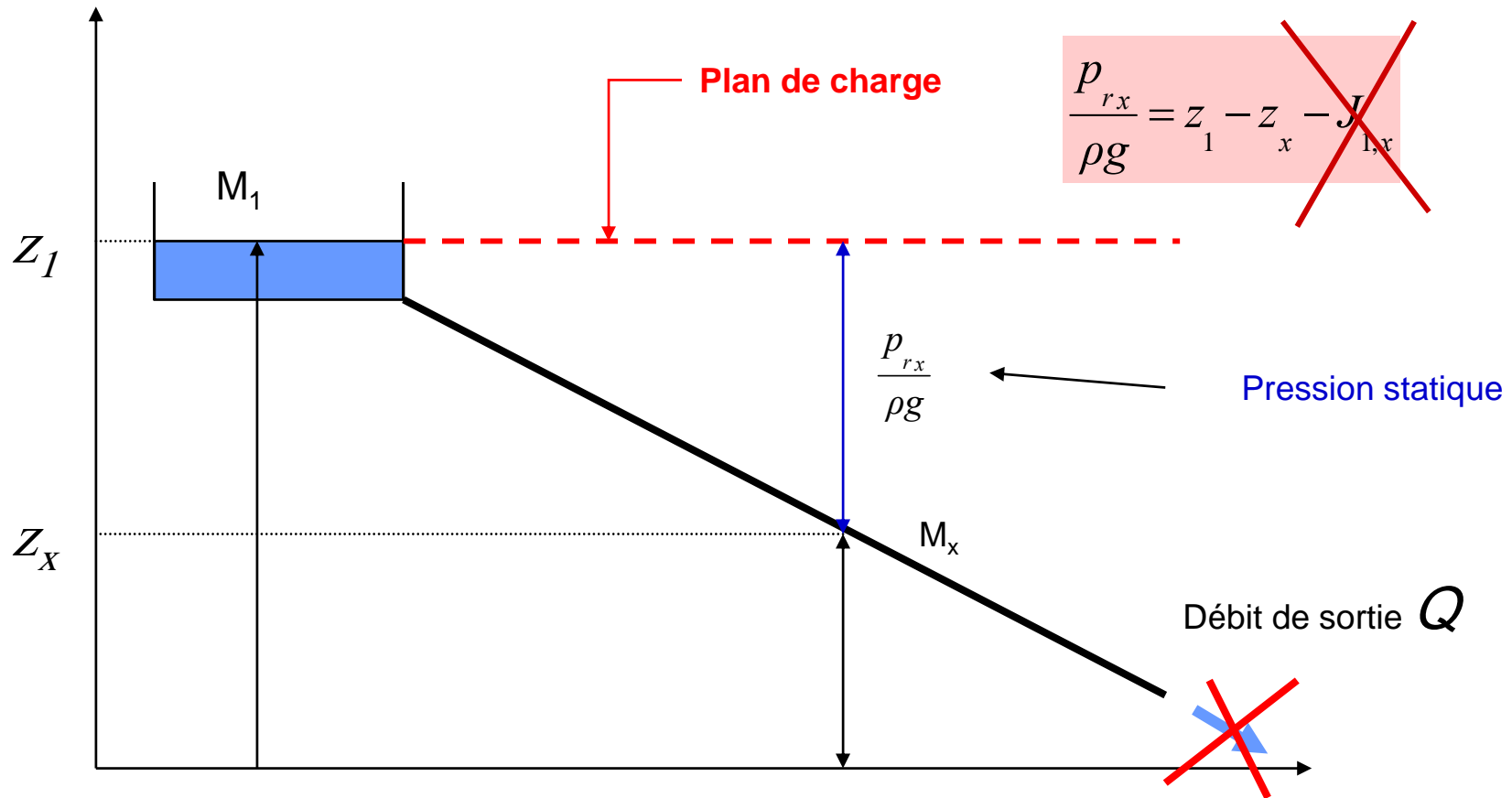
Exemple d'application de la formule simplifiée :



Calcul de la pression de sortie avec un débit connu :

$$\frac{p_{r2}}{\rho g} = z_1 - z_2 - J_{1,2}$$

Traçage du plan de charge et de la ligne piézométrique

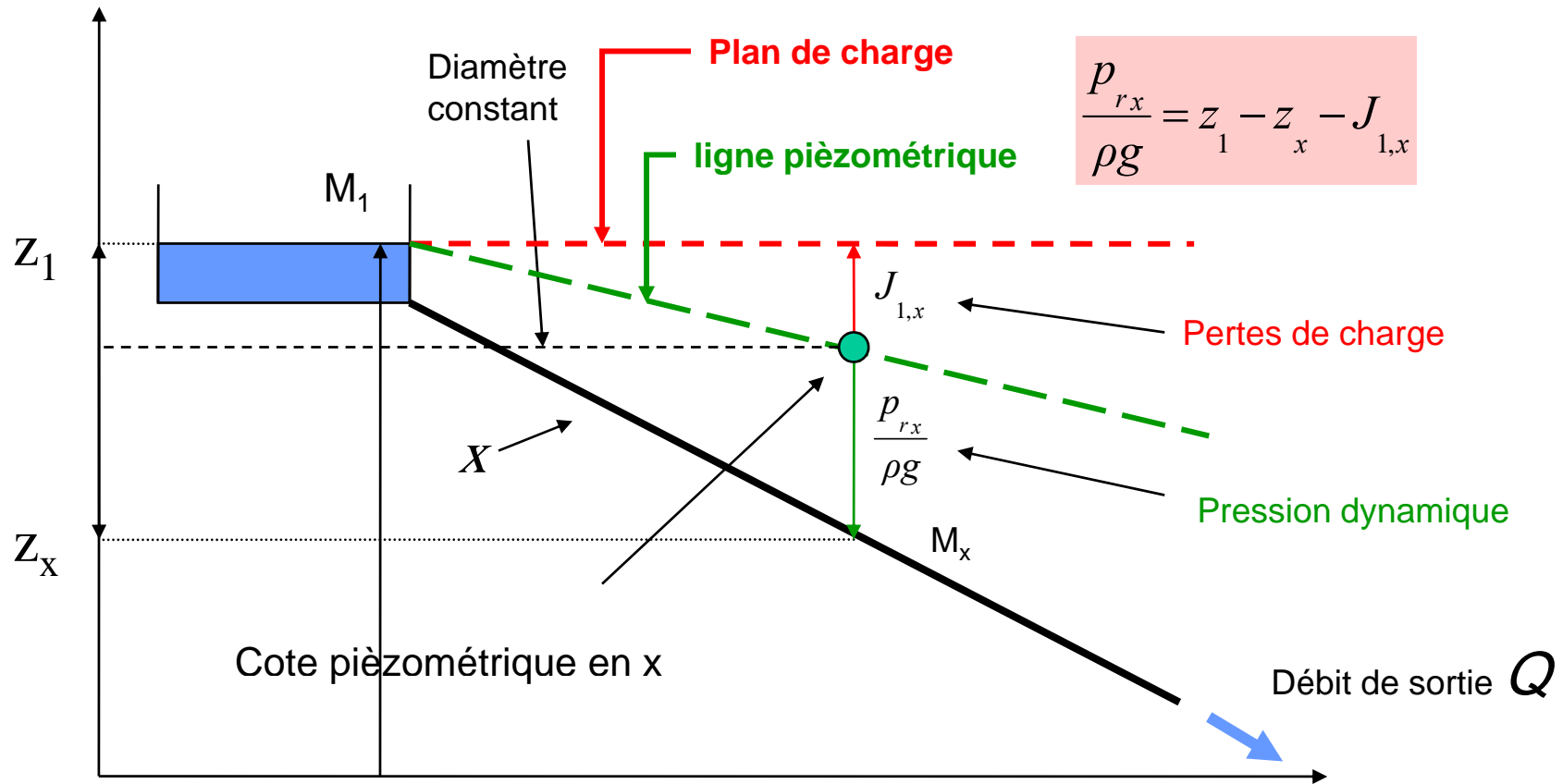


Si $Q = 0$, pas de pertes de charge.

A tout point du réseau la pression observée est la pression statique.

$$\frac{p_{rx}}{\rho g} = z_1 - z_x$$

Traçage du plan de charge et ligne piézométrique

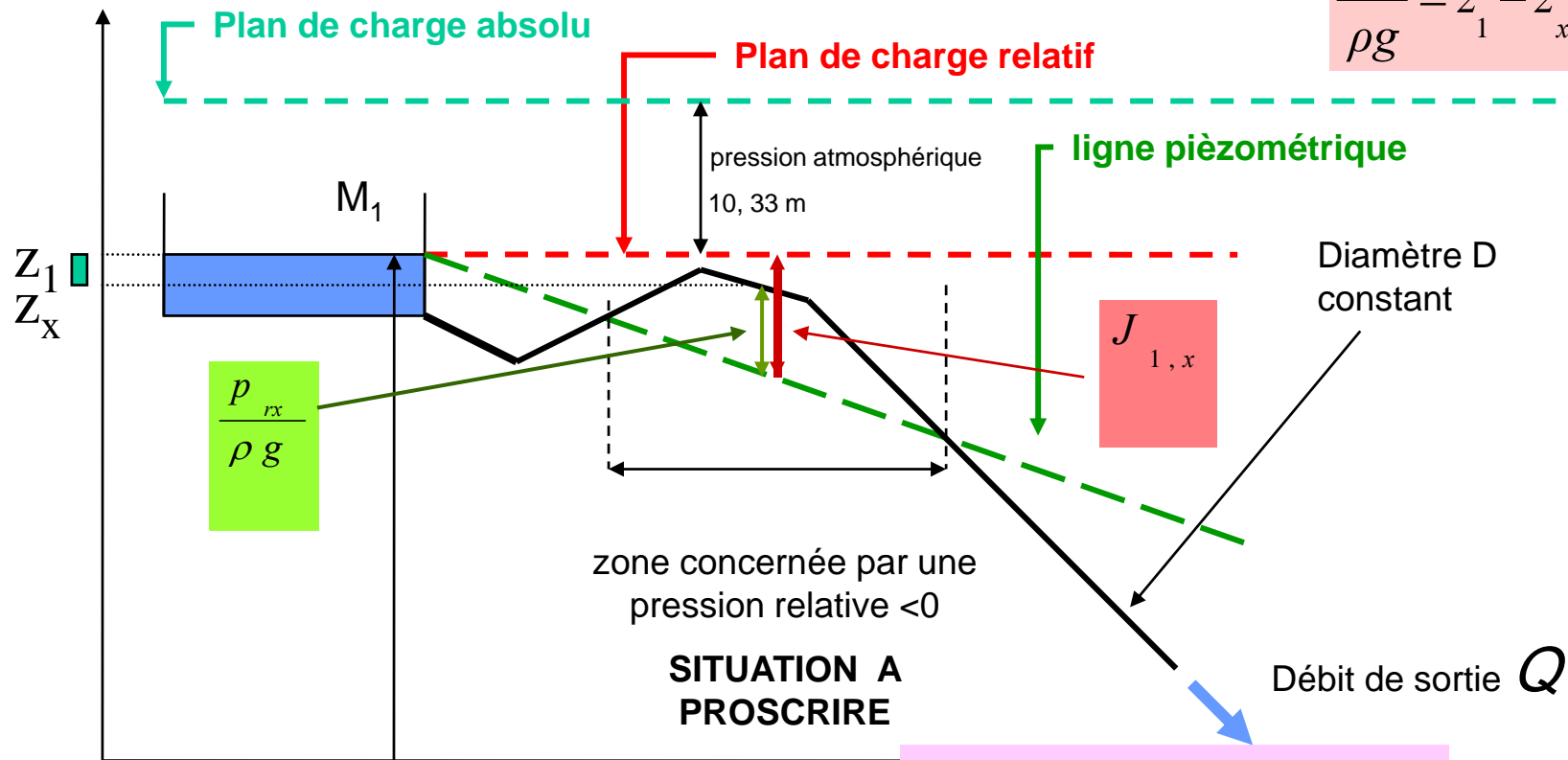


Si $Q > 0$, alors

$$z_1 - z_x = \frac{p_{rx}}{\rho g} + J_{1,x}$$

Si le diamètre est constant; $J_{1,x} = j \times x$ correspondant à une droite

Fonctionnement en dépression: à proscrire en A.E.P



$$\frac{p_{rx}}{\rho g} = z_1 - z_x - J_{1,x}$$

Si D est constant: $J_{1,x} = j \times x$ Si $Q > 0$, alors

$$\frac{p_{rx}}{\rho g} = z_1 - z_x - J_{1,x}$$

mais $z_1 - z_x < J_{1,x}$ donc $\frac{p_{rx}}{\rho g} < 0$

III - LES PERTES DE CHARGE

Les pertes d'énergie que subit un fluide en **écoulement** sont dues à la consommation d'énergie nécessaire pour vaincre le travail des forces de **viscosité**.

Cette énergie dissipée dans le liquide et prélevée sur l'énergie du liquide est transformée en chaleur. Ces pertes de charge sont scindées en deux catégories.

- **les pertes de charge régulières**, linéairement réparties le long de la tuyauterie

les pertes de charge singulières qui prennent croissance à tous les organes qui perturbent l'écoulement (coudes, vannes, etc.)

1 - Les pertes de charge régulières ou linéaires

1 2 - Formule générale

j pertes de charge unitaire

$$j = \lambda \times \frac{v^2}{2gD}$$

J pertes de charge totale

$$J = j \times L$$

avec : λ dépend du nombre de Reynolds et donc du régime d'écoulement

v vitesse moyenne d'écoulement en m/s

D diamètre du tronçon en mètre

L longueur du tronçon en mètre

On établit la valeur de λ par lecture d'abaques dont les plus usités sont ceux établis à partir des travaux de COLEBROOK.

En Alimentation en Eau Potable, les écoulements seront en règle générale de type turbulent.

A la lecture de ces abaques et pour ce type d'écoulement, lorsque le nombre de Reynolds a dépassé une certaine valeur, le coefficient de perte de charge λ reste constant et sa valeur limite ne dépend que de la rugosité relative K/D .

K/D est le rapport de la hauteur des aspérités eu égard au diamètre du tronçon.

1 4 - Formule appliquée de COLEBROOK

Pour les canalisations circulaires

$$j = \lambda \times \frac{v^2}{2gD}$$

$$Q = S.v$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$j = \frac{8\lambda}{\pi^2 \times g \times D^5} (Q^2)$$

$$j = \frac{8\lambda}{\pi^2 \times g \times D^5} (Q^2)$$

ou encore pour une canalisation de diamètre connu

$$j = r \times Q^2$$

avec r résistance unitaire du tronçon

1 5 - Les pertes de charge selon les travaux de COLEBROOK

Valeurs du coefficient "r" de la formule : $j = r \cdot Q^2$

- TRAVAUX DE COLEBROOK

Diamètre en mm	Rugosité de la canalisation		
	k=0,1 mm	k=1 mm	k= 2 mm
60	2743	4820	6340
80	583	1030	1340
100	183	313	401
125	56	95	121
150	21,5	36,1	45,5
200	4,78	7,83	9,77
250	1,49	2,40	2,97
300	0,59	0,92	1,13
350	0,262	0,406	0,497

le débit Q est pris en mètre cube par seconde pour obtenir la perte de charge j en mètre par mètre CE.

Pour un tronçon de longueur L en mètre, les pertes de charge J en mètre sont égales à :

$$J = r \times L \times Q^2$$

$$J = R \times Q^2$$

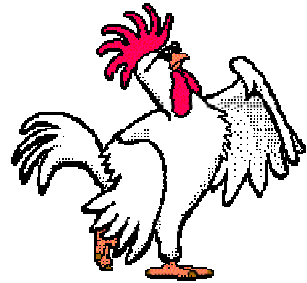
avec R résistance totale du tronçon

Les pertes de charge peuvent être également présentées sous la forme de tables (annexe 2)

		PERTE DE CHARGE J en m de C.E. par m de tuyau					
		Tuyaux neufs (k = 0,1 mm)			Tuyaux encrassés (k = 2 mm)		
Vitesse moyenne en mètres/seconde	DIAMÈTRE DE LA CONDUITE 0,100 Section de la conduite 0,007854			DIAMÈTRE DE LA CONDUITE 0,125 Section de la conduite 0,012272			
	Charges en mètre par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/ seconde	Charges en mètre par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/ seconde	
	Tuy. neufs	Tuy. encras.		Tuy. neufs	Tuy. encras.		
0.01			0.0785			0.1227	
0.05			0.3927			0.6136	
0.10	0.000191		0.7854	0.000144	0.000207	1.2272	
0.15	0.000388	0.000604	1.1781	0.000291	0.000419	1.8408	
0.20	0.000643	0.001054	1.5708	0.000486	0.000783	2.4544	
0.25	0.000956	0.001622	1.9635	0.000726	0.001204	3.0680	
0.30	0.001335	0.002312	2.3562	0.001009	0.001712	3.6816	
0.35	0.001763	0.003120	2.7489	0.001330	0.002311	4.2952	
0.40	0.002248	0.004060	3.1416	0.001701	0.003004	4.9088	
0.45	0.002786	0.005111	3.5343	0.002104	0.003785	5.5224	
0.50	0.003370	0.006281	3.9270	0.002548	0.004656	6.1360	
0.55	0.004009	0.007584	4.3197	0.003037	0.005618	6.7496	
0.60	0.004707	0.009006	4.7124	0.003560	0.006568	7.3632	
0.65	0.005447	0.010543	5.1051	0.004120	0.007804	7.9768	
0.70	0.006245	0.012215	5.4978	0.004726	0.009037	8.5904	
0.75	0.007090	0.014000	5.8905	0.005369	0.010356	9.2040	
0.80	0.007985	0.015911	6.2830	0.006059	0.011769	9.8176	
0.85	0.008931	0.017951	6.6759	0.006765	0.013279	10.4312	
0.90	0.009930	0.020108	7.0686	0.007531	0.014878	11.0448	
0.95	0.010980	0.022402	7.4613	0.008332	0.016567	11.6584	
1.00	0.012080	0.024822	7.8540	0.009166	0.018349	12.2720	
1.05	0.013233	0.027365	8.2467	0.010047	0.020228	12.8856	
1.10	0.014431	0.030033	8.6394	0.010962	0.022201	13.4992	
1.15	0.015673	0.032829	9.0321	0.011913	0.024268	14.1128	
1.20	0.016855	0.035756	9.4248	0.012991	0.026424	14.7264	
1.25	0.018301	0.038785	9.8175	0.013921	0.028670	15.3400	
1.30	0.019692	0.041950	10.2102	0.014988	0.031010	15.9536	
1.35	0.021142	0.045237	10.6029	0.016089	0.033440	16.5672	

1 5 - Les autres formules pratiques

Dans un souci de simplicité et de commodité de calculs, LECHAPT et CALMON ont établi une formule simple du type :



$$j = L \times \frac{Q^M}{D^N}$$

avec :

L, M, N

sont des invariants fonction de la rugosité

Q

débit en m³/s

D

diamètre en m

j

pertes de charge unitaire en m par km

1 5 - Les autres formules pratiques

Dans un souci de simplicité et de commodité de calculs, LECHAPT et CALMON ont donc établi une formule simple du type :

$$j = L \times \frac{Q^M}{D^N}$$

Q débit en m³/s

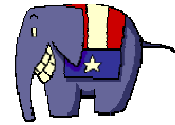
D diamètre en m

j pertes de charge unitaire en m par km

avec : L, M, N sont des invariants fonction de la rugosité

Rugosité K	L	M	N	Canalisation
0,5 mm	1,40	1,96	5,19	Fonte grise
0,25 mm	1,16	1,93	5,11	Fonte ductile, amiante
0,1 mm	1,10	1,89	5,01	PVC

1.5.2 Formule de HAZEN-WILLIAMS (1905-1920)



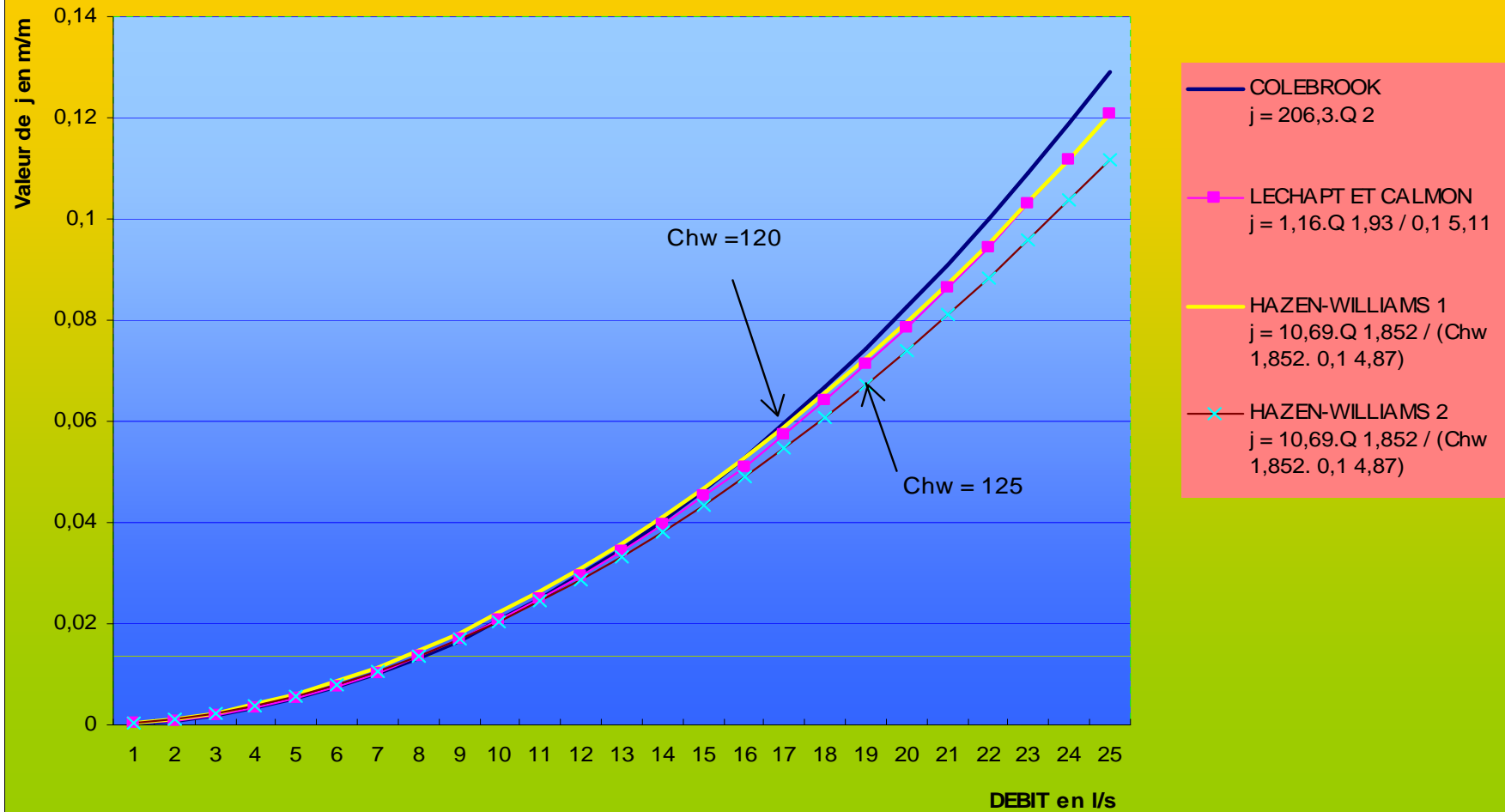
La formule de pertes de charge établie par les physiciens américains HAZEN et WILLIAMS a pour expression :

$$j = 10,69 \times \frac{Q^{1,852}}{D^{4,87} \times C_{hw}^{1,852}}$$

- j Pertes de charge unitaire en mètre par mètre CE
- Q Débit en m³ par seconde
- D Diamètre en mètre du tronçon
- C_{hw} Coefficient de Hazen-Williams dépendant de la rugosité

Valeur de la rugosité	Valeur de C_{hw}	Canalisation
0,5 mm	110	Fonte grise
0,25 mm	125	Fonte ductile, amiante
0,1 mm	132	PVC

COMPARATIF DES PERTES DE CHARGE UNITAIRE SELON LES FORMULES POUR UN DIAMETRE DE 100 mm, K = 0,25 mm, r = 203,6, Chw = 125, et Chw = 120



2.- Les pertes de charge singulières

Les singularités se comportent comme des ouvrages courts.

Les pertes de charge singulières peuvent généralement se mettre sous la forme :

$$j_s = K_s \times \frac{v^2}{2g}$$

K_s représente un coefficient numérique sans dimension, dont la valeur dépendra de la forme et des dimensions de la singularité. Il est généralement déterminé expérimentalement.

Quelques exemples de K_s

- ·coude arrondi à 90° $K_s = 0,1$ à $0,2$
- ·coude à angle vif $K_s = 1,13$
- ·poteaux incendie $K_s = 8$

Dans les réseaux de conduite comprenant un certain nombre de singularités, il est d'usage courant, compte-tenu des imprécisions sur les données, d'évaluer forfaitairement les pertes de charge singulières (de 10 à 15 % des pertes de charge linéaires en moyenne).

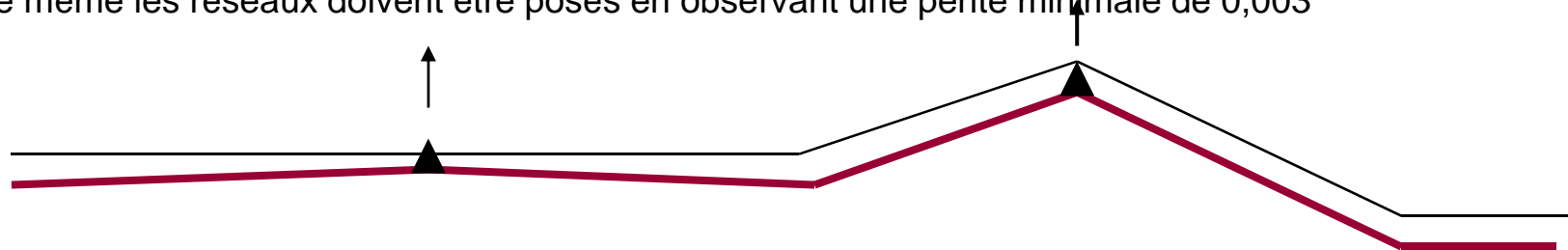
Dans les réseaux courts à vitesse d'écoulement élevée ou lorsque les calculs doivent être menés avec précision, cette méthode forfaitaire ne peut pas être appliquée.

QUELQUES PRECISIONS

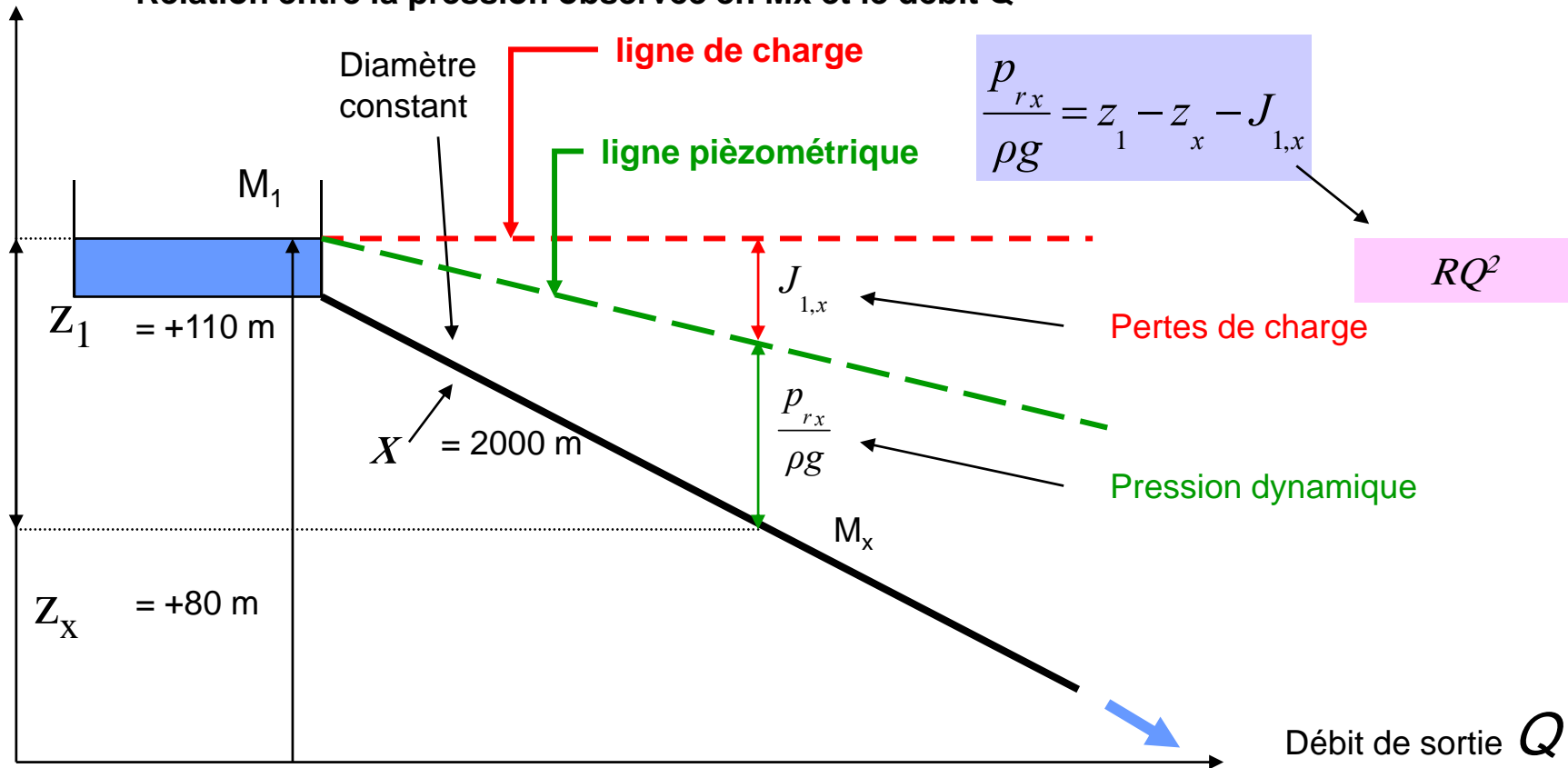
L'air introduit dans les conduites provenant de l'eau transportée s'accumule au point haut.

En rétrécissant la section d'écoulement, il crée des pertes de charge singulières impossibles à évaluer a priori et il doit être nécessairement évacué (clapet de sortie d'air, ventouse ,etc..).

De même les réseaux doivent être posés en observant une pente minimale de 0,003



Relation entre la pression observée en Mx et le débit Q

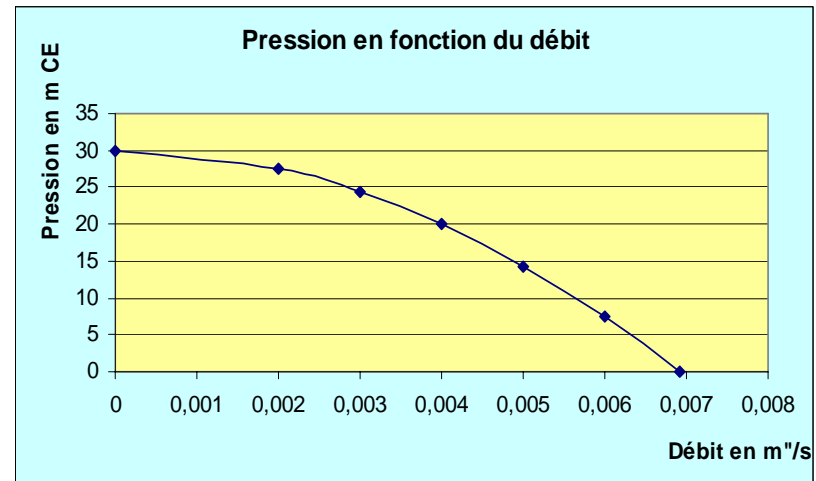


$$\frac{p_{rx}}{\rho g} = (z_1 - z_2) - RQ^2$$

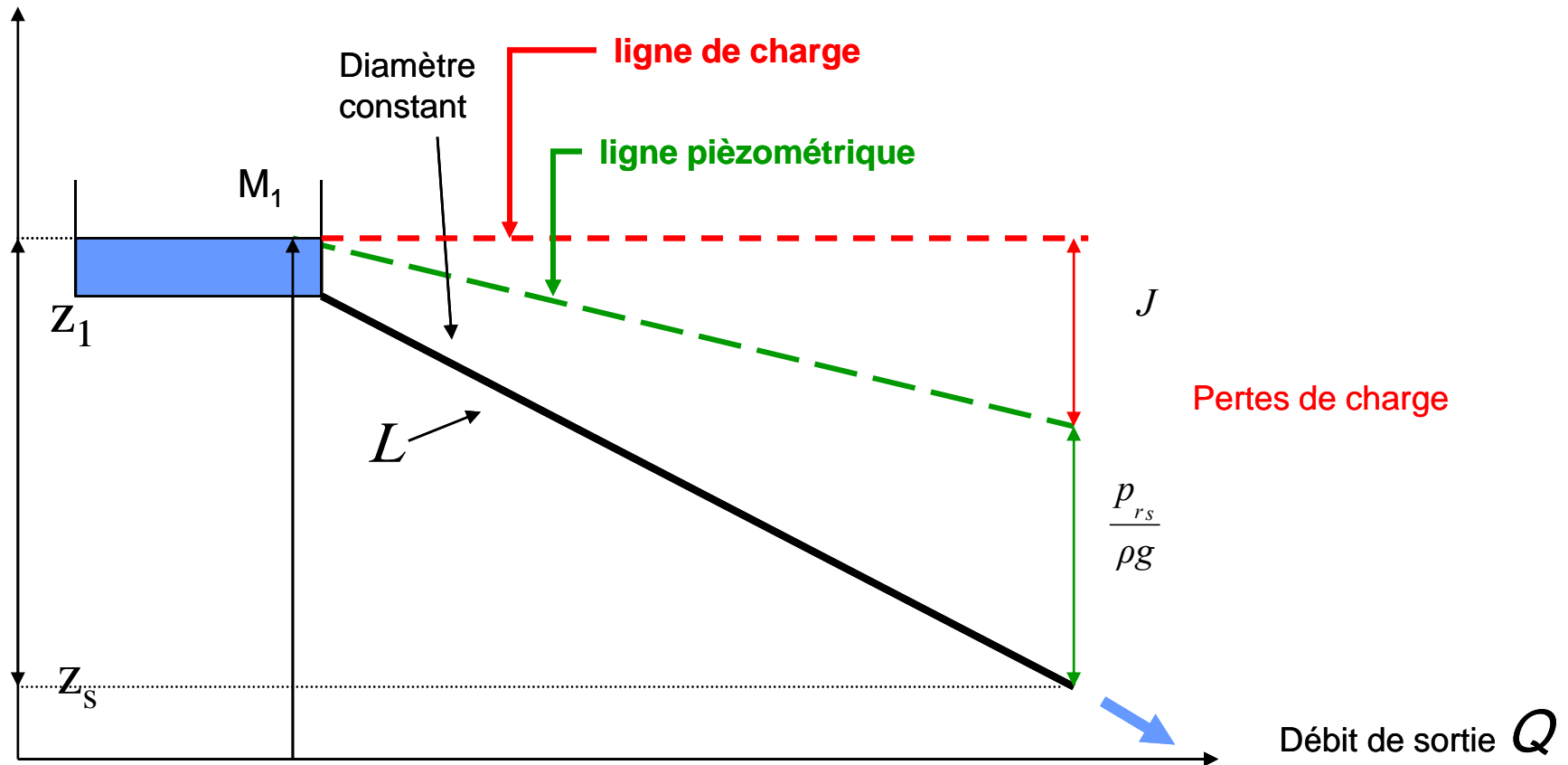
Application numérique

Diam 100 mm, L=2000 m, k=1 mm,
 $z_1=+110\text{m NGF}$, $z_2= +80 \text{ m NGF}$

$$y = 30 - 313.2000.Q^2$$



Courbe caractéristique d'une conduite

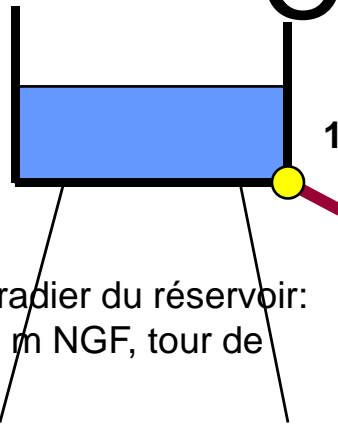


On appelle caractéristique d'une conduite, la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L , les variations de la perte de charge totale en fonction du débit Q .

avec la formule de COLEBROOK, cette fonction pour la conduite de longueur L est : $J = R \times Q^2$

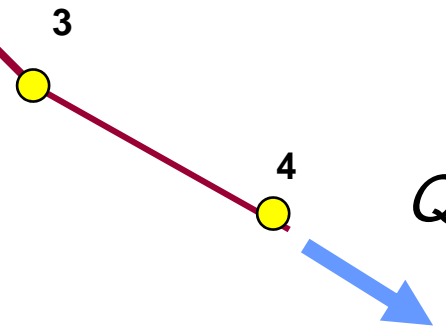
Si la conduite était constituée de plusieurs tronçons: $J = \sum_{i=1}^n R_i \times Q^2$

C'est un exercice



Tronçon	Longueur en m	Diamètre en mm	Rugosité en mm
1,2	1500	150	0,1
2,3	980	125	1
3,4	650	100	1

Nœuds	1	2	3	4
Côte NGF en m	+170	+150	+140	+120



Question 1 : Pression aux nœuds 3 et 4 lorsque le débit Q est de 5 l/s?

Question 2 : Débit maximal envisageable au nœud 4?

Question 3 : Tracer la ligne piézométrique entre les nœuds 1 à 4 au débit de 5 l/s

Question 4 : Tracer la courbe caractéristique correspondant aux trois tronçons

Solution de la question 1

Tronçon	Longueur	Diamètre	résistance unitaire	résistance totale
1,2	1500	150	21,5	32250
2,3	980	125	95	93800
3,4	650	100	313	203450

Tronçon	Débit en l/s	résistance totale	Pertes de Charge J en m	Cote Pièz Amont	Côte Pièz Aval	Côte TN en m	Pression dynamique m CE	Observations
1,2	5	32250	0,81	170	169,19	150	19,19	P>0 V<1m/s
2,3	5	93800	2,34	169,19	166,85	140	26,85	P = 2,7 bars et V<1m/s
3,4	5	203450	5,08	166,85	161,77	120	41,77	P=4,2 bars et V<1 m/s

Solution de la question 2: Débit maximal

Résistance totale de la conduite : $32250 + 93800 + 203450 = 329500$

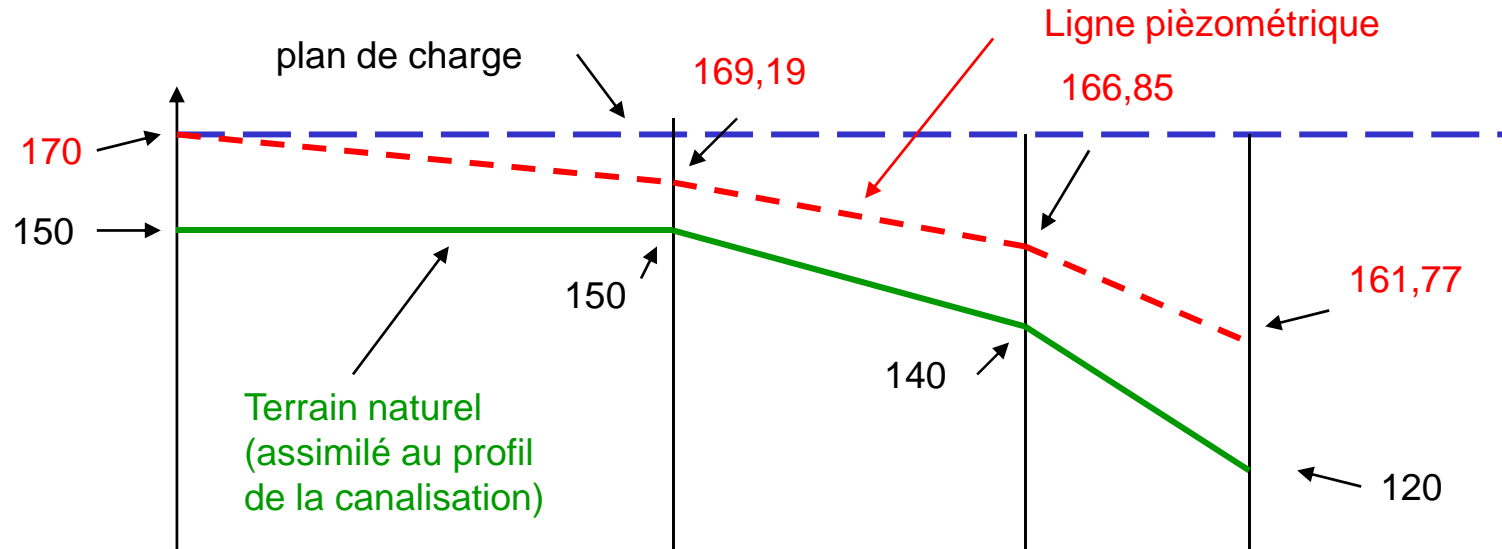
$$H = RQ^2 + \frac{P}{\rho g}$$

Hauteur disponible : $170 - 120 = 50$

Débit maximal dit débit à gueule bée : dans ce cas la pression est nulle et la totalité de l'énergie potentielle est consommée en pertes de charge

$$329500 \times Q^2 = 50 \quad Q = \sqrt{\frac{50}{329500}} = 0,0123 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{soit } 12,3 \text{ l/s}$$

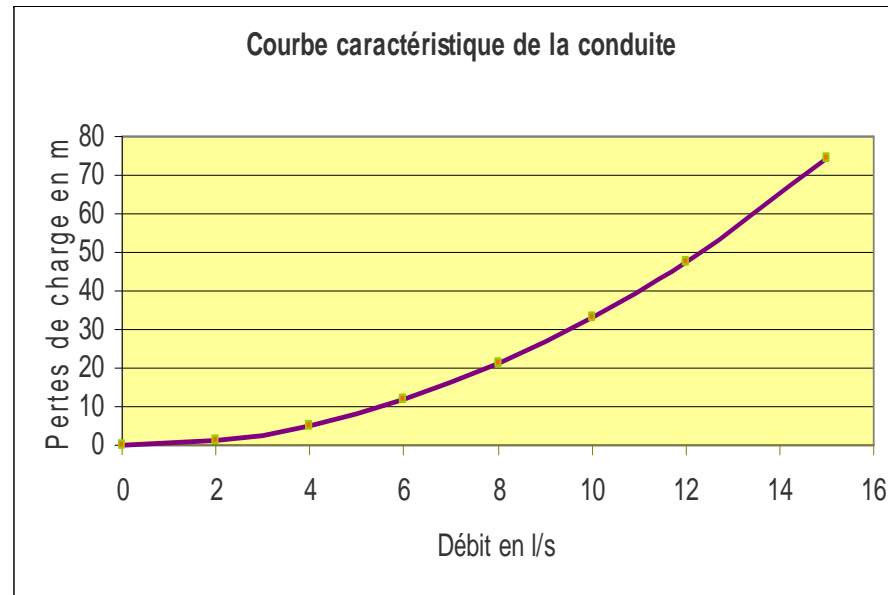
Solution de la question 3



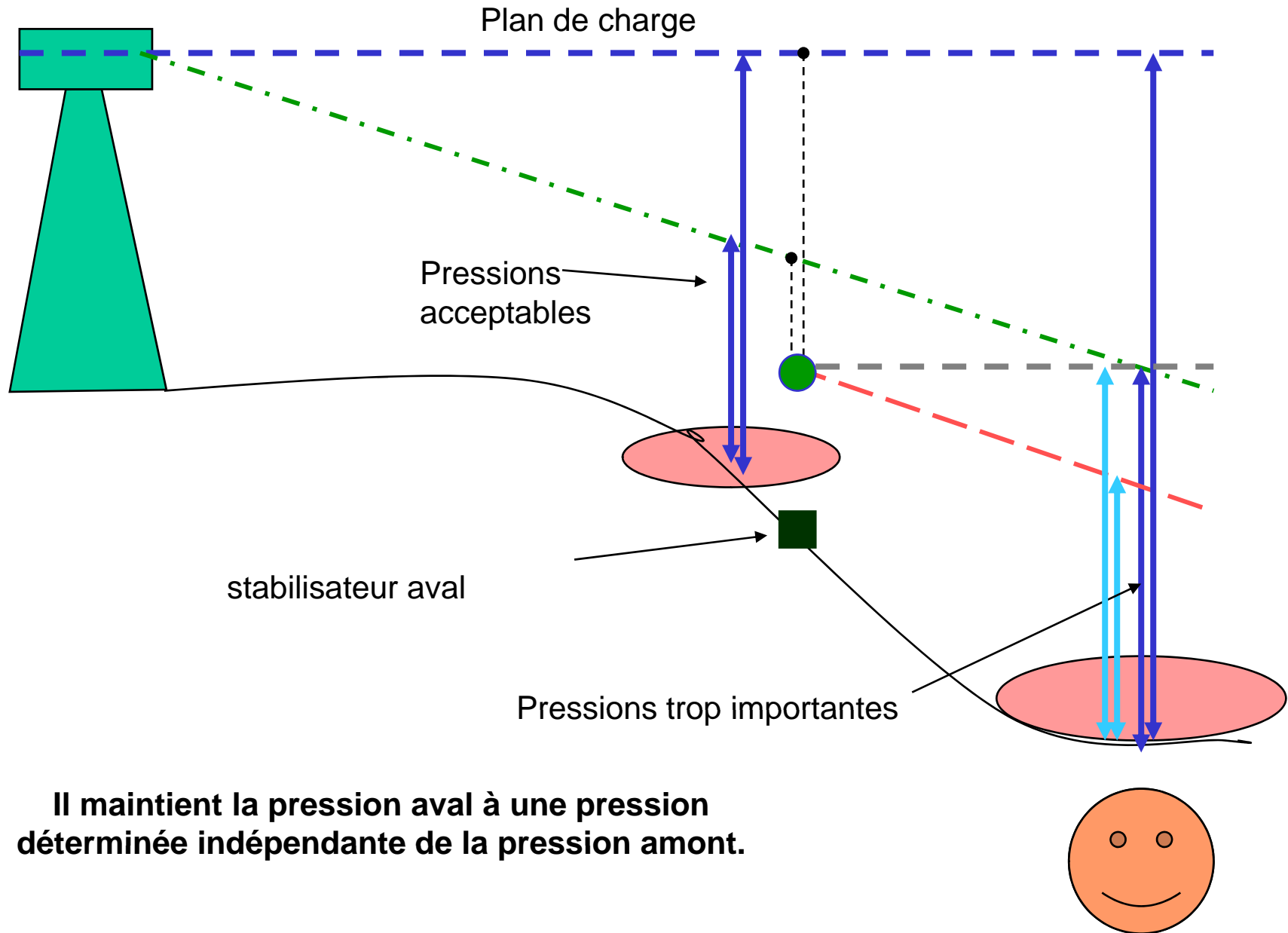
Solution de la question 4

C'est la fonction

$$J = 329\,500 Q^2$$

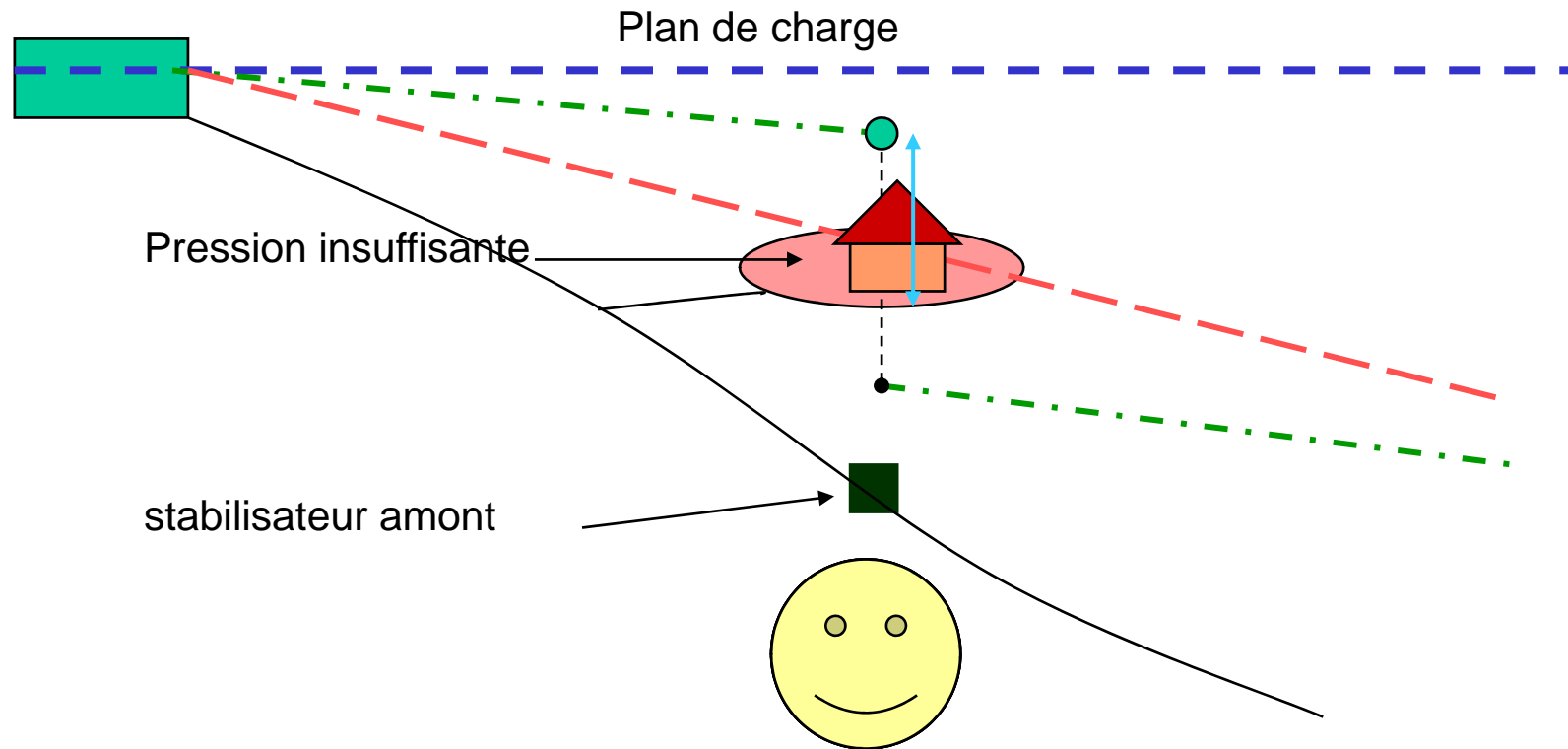


STABILISATEUR DE PRESSION AVAL



Il maintient la pression aval à une pression déterminée indépendante de la pression amont.

STABILISATEUR DE PRESSION AMONT



Il maintient une pression amont à une valeur déterminée indépendante de la pression aval

IV - LE CALCUL DES RESEAUX D'EAU POTABLE

1 - Calcul des débits de pointe probable dans les conduites

1.1a - La METHODE AFNOR : à réserver pour un très petit nombre de logements

Cette méthode consiste à calculer le coefficient de simultanéité de fonctionnement du nombre total n des points de puisage $a_1, a_2, a_3, \dots, a_i$

Le débit de pointe probable sera le débit total de l'ensemble des points de puisage affecté par le coefficient de simultanéité.

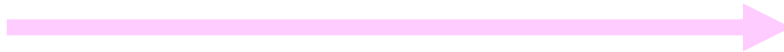
$$Q_{\max} = \frac{\sum (a_i \cdot Q_i)}{\sqrt{n-1}}$$

avec:

$$C_p = \frac{1}{\sqrt{n-1}}$$

Un exemple:

20 logements composés pour chacun de:



Il en ressort:

nombre d'appareils: 120

soit

$$C_p = \frac{1}{\sqrt{120-1}} = 0,092$$

Appareil	Débit en l/minute
1 évier	12
1 lavabo	6
1 douche	15
1 lave vaisselle	6
1 lave linge	6
1 WC avec réservoir	3

**Débit total par
logement**

48 l/minute

$$Q_{\max} = 0,092 \cdot (48 \cdot 20 / 60) = 1,47 \text{ l/s}$$

1.1 b - le débit probable par TRIBUT

De même que pour la méthode AFNOR, M. TRIBUT propose la détermination d'un débit probable avec la formule suivante:

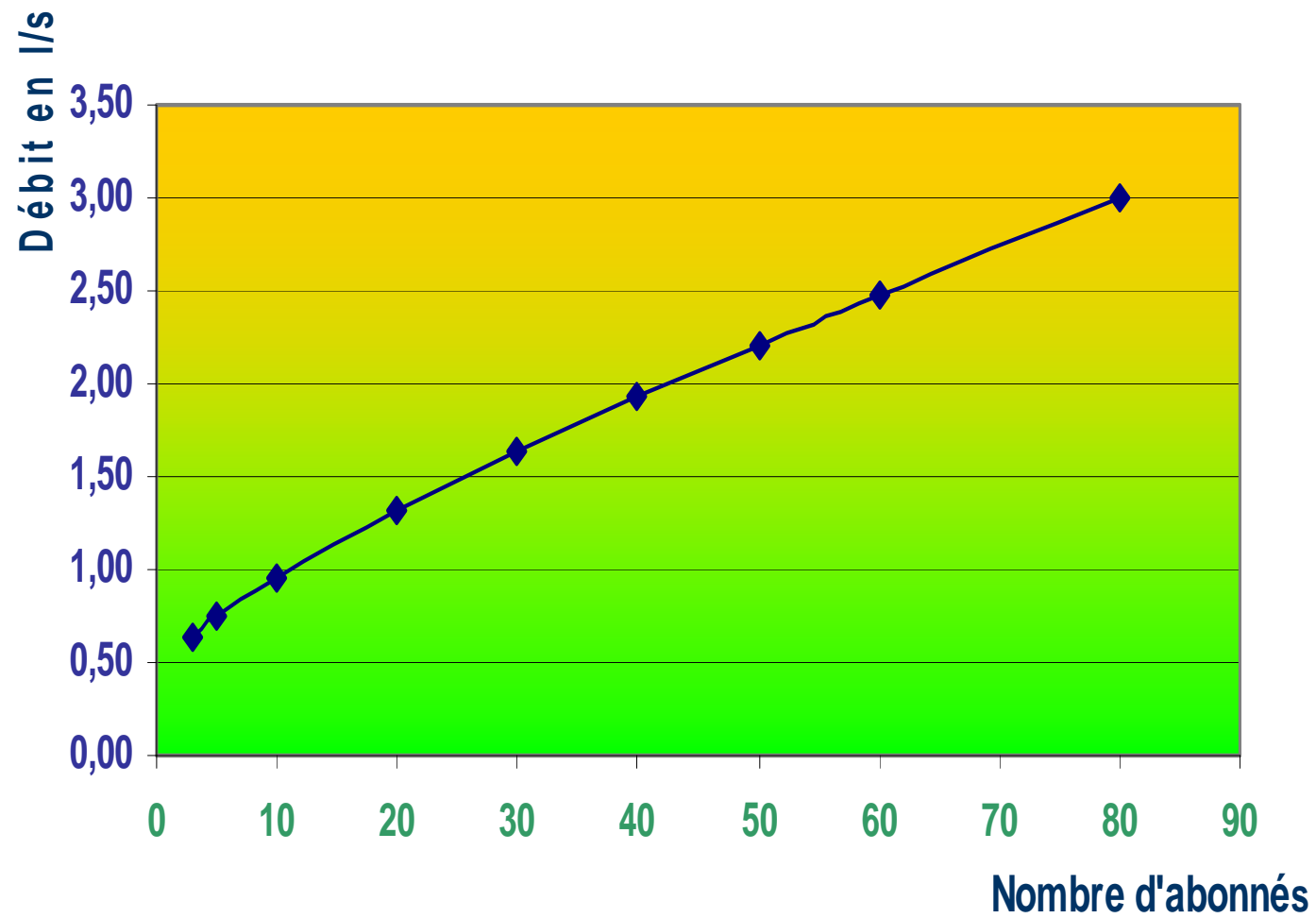
$$Q_p = 0,018n + 0,137\sqrt{n} + 0,345$$

avec n le nombre de logements

Le débit de chaque tronçon est déterminé sur la base du nombre de logements intéressés mais avec cette méthode de calcul la continuité des débits n'est pas conservée.

— Au nœud, le débit entrant n'est pas égal au débit sortant

DEBIT PROBABLE SELON TRIBUT



1 2 - Etude de Monsieur TRIBUT : résultats assez représentatifs de la réalité pour la détermination du coefficient de pointe horaire des unités moyennes.

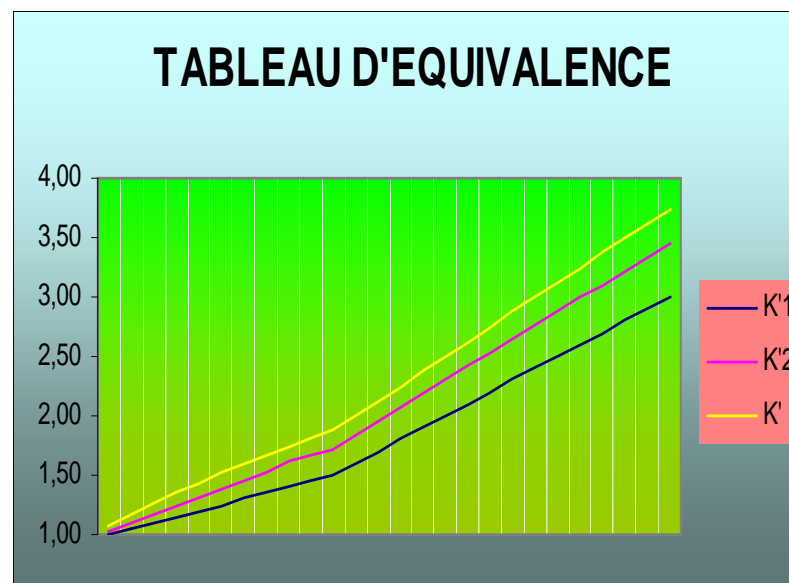
La demande journalière domestique peut être déterminée soit par l'analyse de l'unité technique qui permet la reconstitution de la demande ou (et) par l'examen de la tendance au vu de l'évolution de la demande et des projets de développement.

La demande journalière de pointe sera obtenue en affectant à cette demande de base un coefficient de pointe journalière K' et en tenant compte du rendement du système de production et de distribution d'eau.

Avec cette demande maximale journalière domestique, le débit moyen horaire peut en être déduit en la divisant par 24 heures .

COEFFICIENT DE POINTE JOURNALIERS, HEBDOMADAIRES, MENSUELS

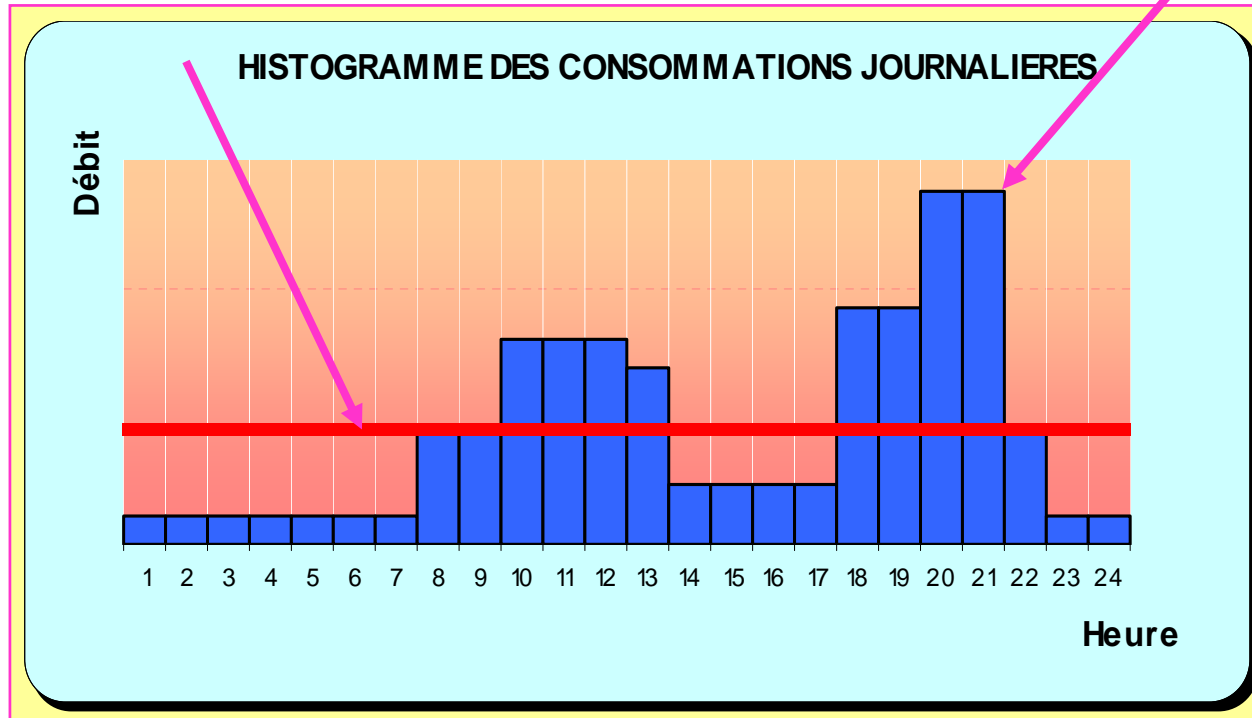
Mois maxi	Semaine maxi	Jour maxi
Mois moyen	Semaine moyenne	Jour moyen
K'1	K'2	K'
1,00	1,03	1,07
1,05	1,09	1,17
1,10	1,16	1,26
1,15	1,24	1,35
1,20	1,32	1,44
1,25	1,39	1,52
1,30	1,46	1,60
1,35	1,53	1,67
1,40	1,61	1,75
1,45	1,67	1,81
1,50	1,72	1,88
1,60	1,84	2,00
1,70	1,96	2,12
1,80	2,07	2,25
1,90	2,18	2,38
2,00	2,30	2,50
2,10	2,42	2,62
2,20	2,53	2,75
2,30	2,64	2,88
2,40	2,76	3,00
2,50	2,88	3,12
2,60	2,99	3,25
2,70	3,10	3,38
2,80	3,22	3,50
2,90	3,34	3,62
3,00	3,45	3,75



Demande horaire moyenne
dans la journée de pointe

$\times K''$

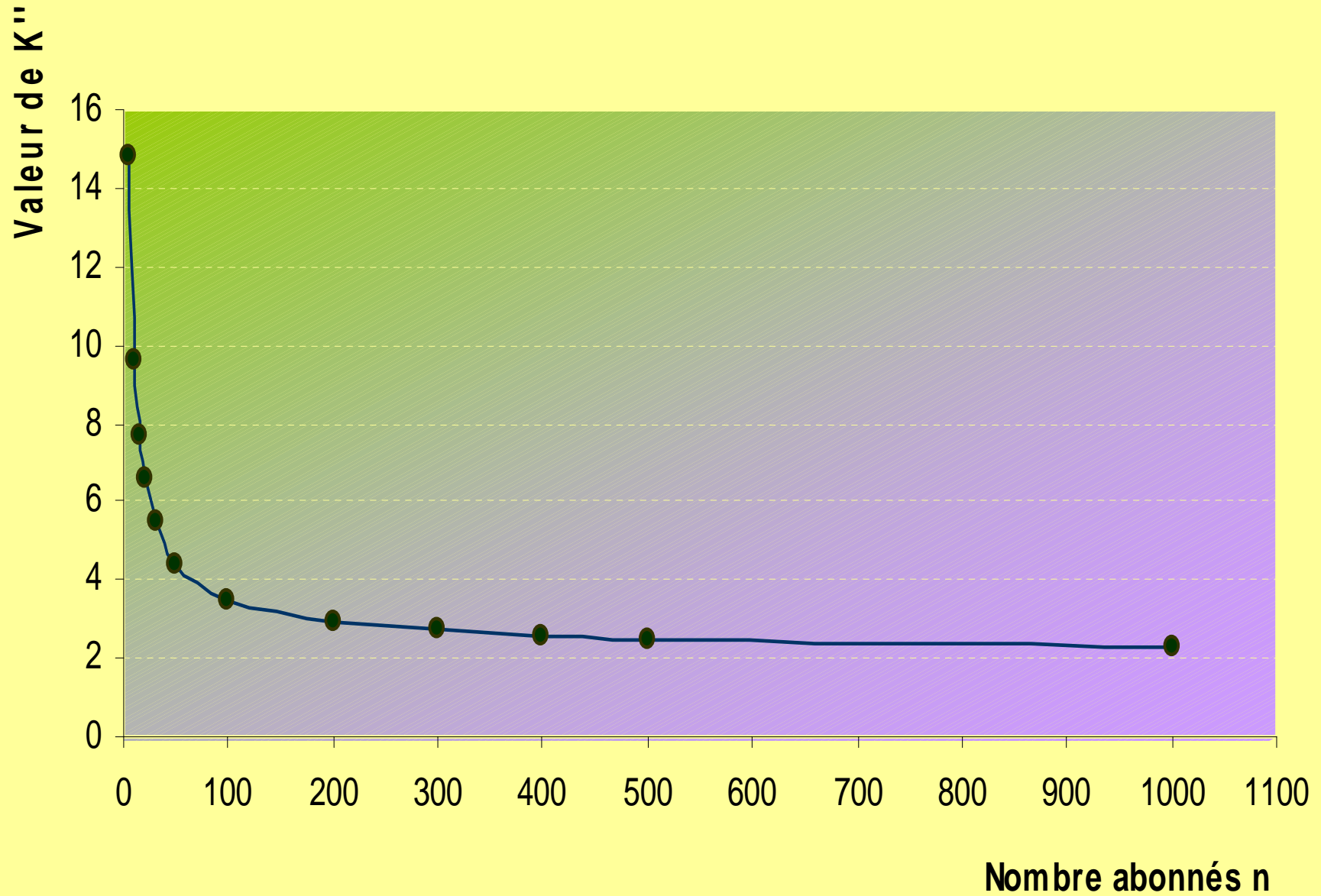
Demande horaire de pointe



$$K'' = 1,8 + \frac{13,7}{\sqrt{n}} + \frac{34,5}{n}$$

avec n le nombre de logements

VALEUR DE K'' EN FONCTION DU NOMBRE D'ABONNES



1 3 - Le choix de la simultanéité pour le calcul des réseaux

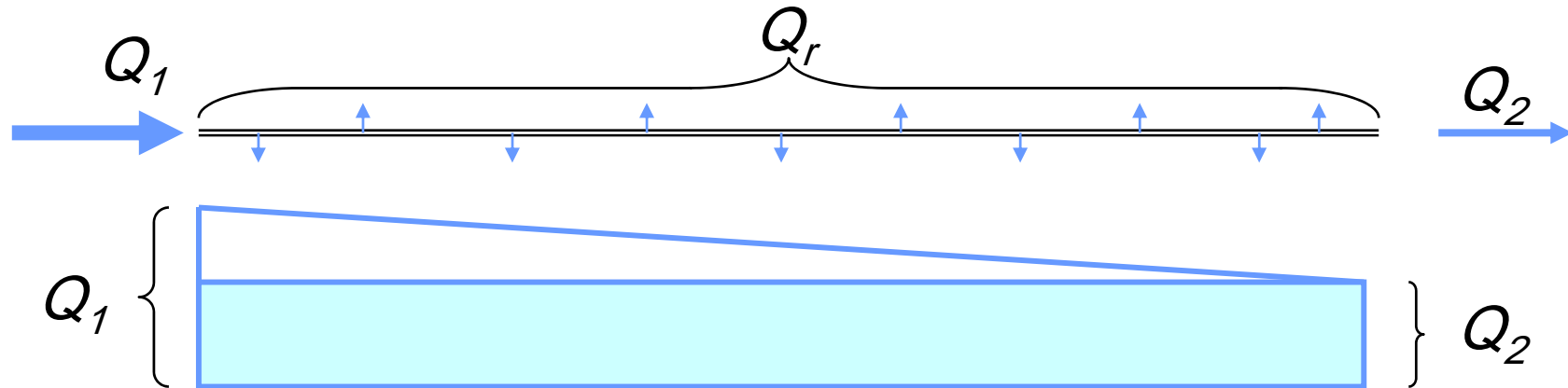
Le calcul pour la formule de Monsieur TRIBUT est à réserver, pour les besoins sanitaires, en correspondance avec un nombre moyen de foyers.

Au delà duquel il est préférable d'appliquer des coefficients de pointe adaptés à la taille de la zone desservie.

1 4 - La prise en compte du débit de route

Une partie du débit est consommée en route par les abonnés.

Le débit entrant est Q_1 et le débit sortant du tronçon est Q_2 , le différentiel est égal à Q_r



On cherche alors à déterminer pour la part liée au débit de route un débit horaire fictif Q_f qui, supposé constant dans toute la section de la conduite, produirait entre ses extrémités, la même perte de charge que celle produite par l'écoulement réel.

On démontre que :

$$Q_f = 0,55 \times Q_r$$

Dans le cas présent, la perte de charge dans le tronçon sera calculée avec le débit fictif suivant :

$$Q_2 + 0,55 Q_r$$

1.5 Les besoins de la défense contre l'incendie

La réglementation exige dans le cas général une couverture incendie basée pour mettre à disposition des services incendie **120 m³ d'eau pendant deux heures**.

Cette couverture incendie peut être assurée par :

- **Des poteaux incendie de 100 mm de diamètre** débitant au minimum 60 m³ /h soit 17l/s sous une charge restante de 1 bar.

Rayon d'action de 150 m par les voies carrossables.

- **Des aires naturelles** permettant le puisage de l'eau (étang, rivière...).

Rayon d'action de 400 m par les voies carrossables.

- **Des citernes incendie.**

La capacité de ces citernes peuvent tenir compte de l'apport par le réseau de distribution d'eau potable:

Exemple: si apport horaire par le réseau A.E.P de 20 m³/h → capacité citerne 120 – 2X20=80 m³

Rayon d'action de 400m par les voies carrossables.



POTEAU INCENDIE

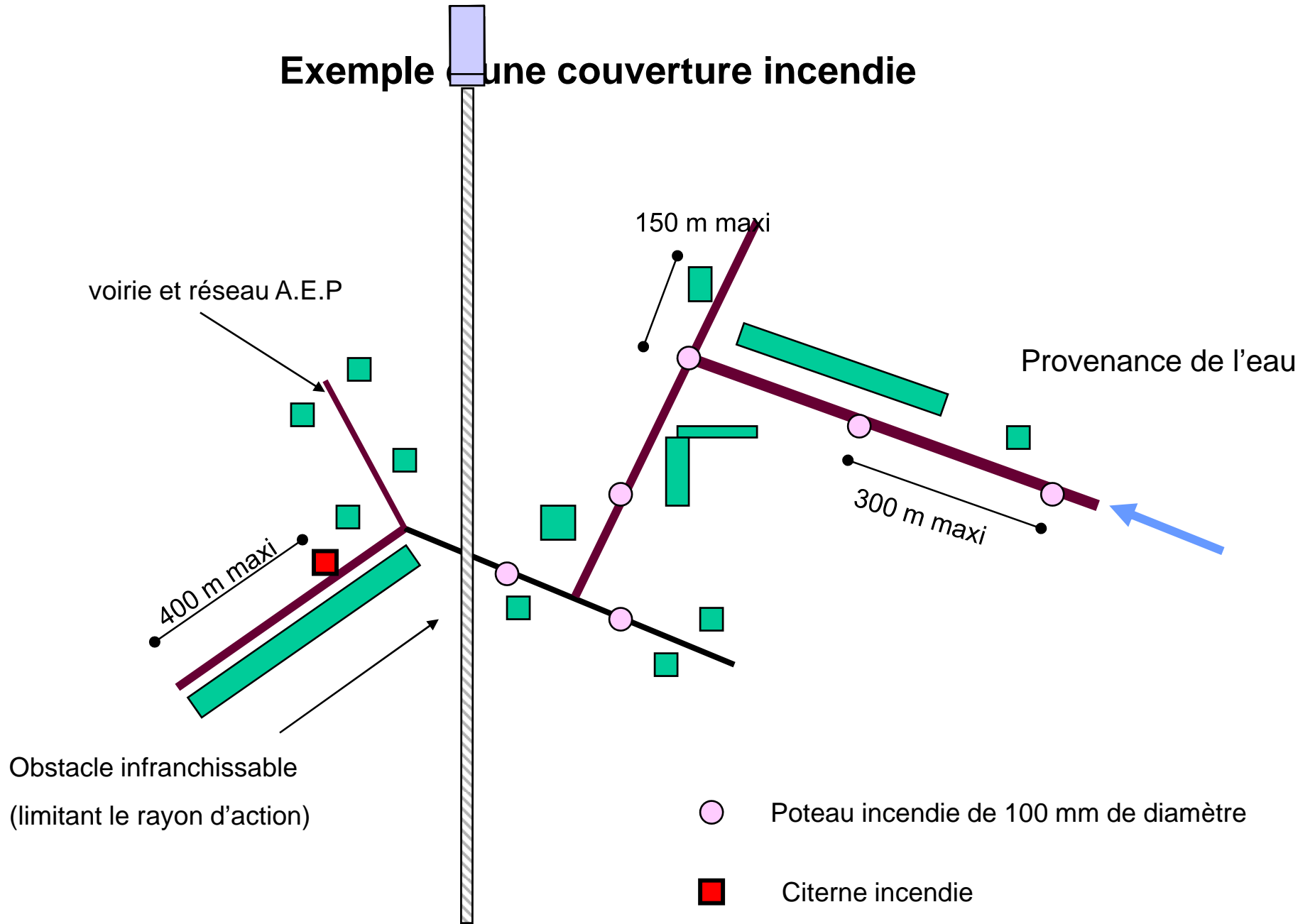
CITERNE INCENDIE





AIRE NATURELLE

Exemple d'une couverture incendie



2- Résumé des besoins à prendre en compte

Pression au sol recommandée de 30 à 40 m de CE, possible jusqu'à 70 mètres

Nécessité de prévoir une pression de 8 à 10 mètres de CE au niveau de l'appartement le plus élevé (mais pas d'obligation).

Prévoir si possible une pression dynamique de 2 à 3 bars au compteur des abonnés.

1 bar de pression résiduelle pour les poteaux incendie de 100 mm de diamètre au débit de 17 l/s (ou 60 m³/h).

3 1 - Les diamètres des conduites

Les diamètres des conduites ne doivent pas être inférieurs à 80 mm dans les communes urbaines et 60 mm dans les communes rurales (référence : textes réglementaires).

En milieu urbain, le diamètre de 100 mm semble toutefois le mieux approprié.

Les diamètres utilisables sont normalisés.

Le diamètre 175 mm est abandonné.

Les diamètres 80 mm et 125 mm sont de moins en moins utilisés.

3 2 - Les vitesses de l'eau dans les conduites

La vitesse doit donc rester en principe inférieure à 1 m/s **sauf en cas d'incendie.**

Sur les conduites d'adduction mieux protégées et il est souvent économique de faire circuler l'eau à des vitesses plus élevées de l'ordre de 2 à 2,7 m/s

4 - Méthode de résolution des réseaux

La détermination des débits sortant à chaque noeud vous permet de fixer les débits de chaque tronçon (de l'aval vers l'amont).

Connaissant la côte du terrain naturel et la pression dynamique à observer à chaque nœud vous pouvez fixer la côte piézométrique minimale de chaque nœud.

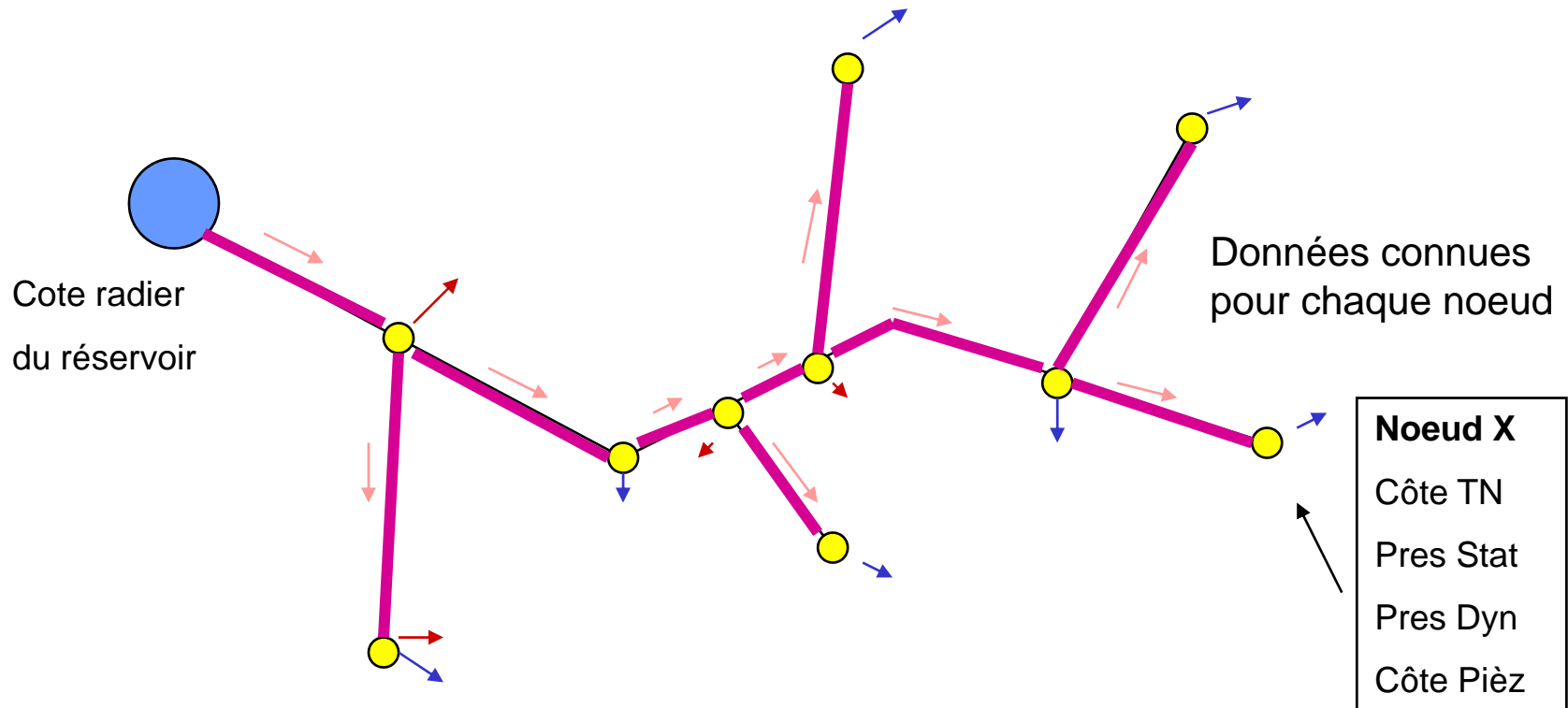
Chaque tronçon est défini par:

- Son débit
- Sa longueur
- Sa côte de charge amont

Il convient alors de rechercher de l'amont vers l'aval les diamètres de chaque tronçon par tests successifs afin que les contraintes de pression et vitesse soient respectées.

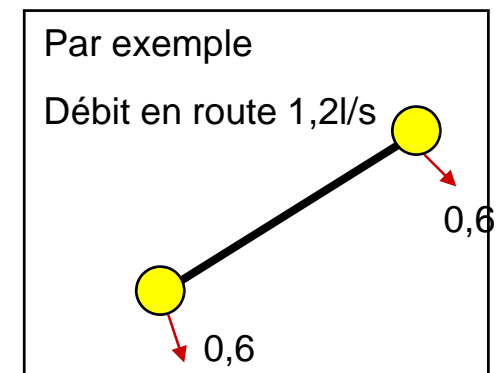
Recherche des diamètres du réseau AEP

les débits dans les tronçons sont calculés



- Détermination des débits sanitaires maxi à porter aux nœuds
- Détermination des débits concomitants des autres activités (industrielles et touristiques...)

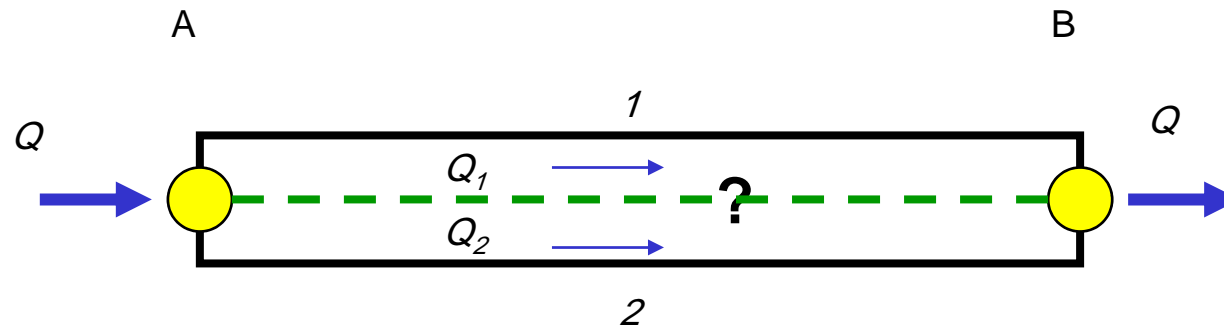
Pour la consommation en route sur un tronçon une répartition 50-50 est à fixer à chaque nœud d'extrémité.
(ou 45-55 pour observer strictement les règles de répartition)



et successivement le diamètre de chaque tronçon

5 - Calcul des réseaux mailles

5 1 2 - Cas des mailles simples (deux tronçons ou plus)



$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$J_1 = R_1 Q_1^2 \quad J_2 = R_2 Q_2^2 \quad J_é = R_é Q^2$$

$$Q_1 = \frac{\sqrt{J_1}}{\sqrt{R_1}} \quad Q_2 = \frac{\sqrt{J_2}}{\sqrt{R_2}} \quad Q = \frac{\sqrt{J_é}}{\sqrt{R_é}} \quad J_1 = J_2 = J_é$$

$$\frac{\sqrt{J}}{\sqrt{R_é}} = \frac{\sqrt{J}}{\sqrt{R_1}} + \frac{\sqrt{J}}{\sqrt{R_2}}$$

$$\frac{1}{\sqrt{R_é}} = \frac{1}{\sqrt{R_1}} + \frac{1}{\sqrt{R_2}}$$

5 1 3 - Méthode d'HARDY-CROSS pour des mailles simples

Cette méthode permet de calculer les débits de chaque tronçon







AEP

STAGE FORMATION

HYDRAULIQUE URBAINE

ALIMENTATION EN EAU POTABLE ET

DEFENSE CONTRE L'INCENDIE

RESERVOIR SUR TOUR

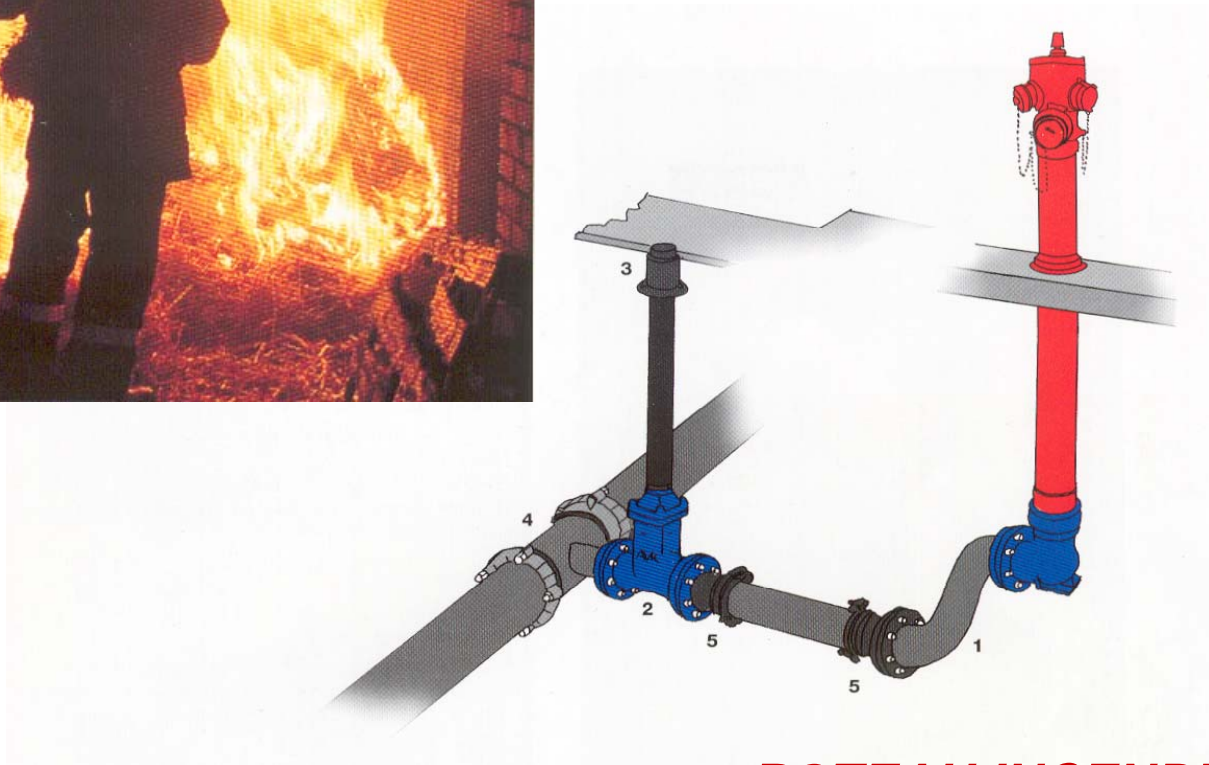
CUVES

TROP PLEIN

RADIER

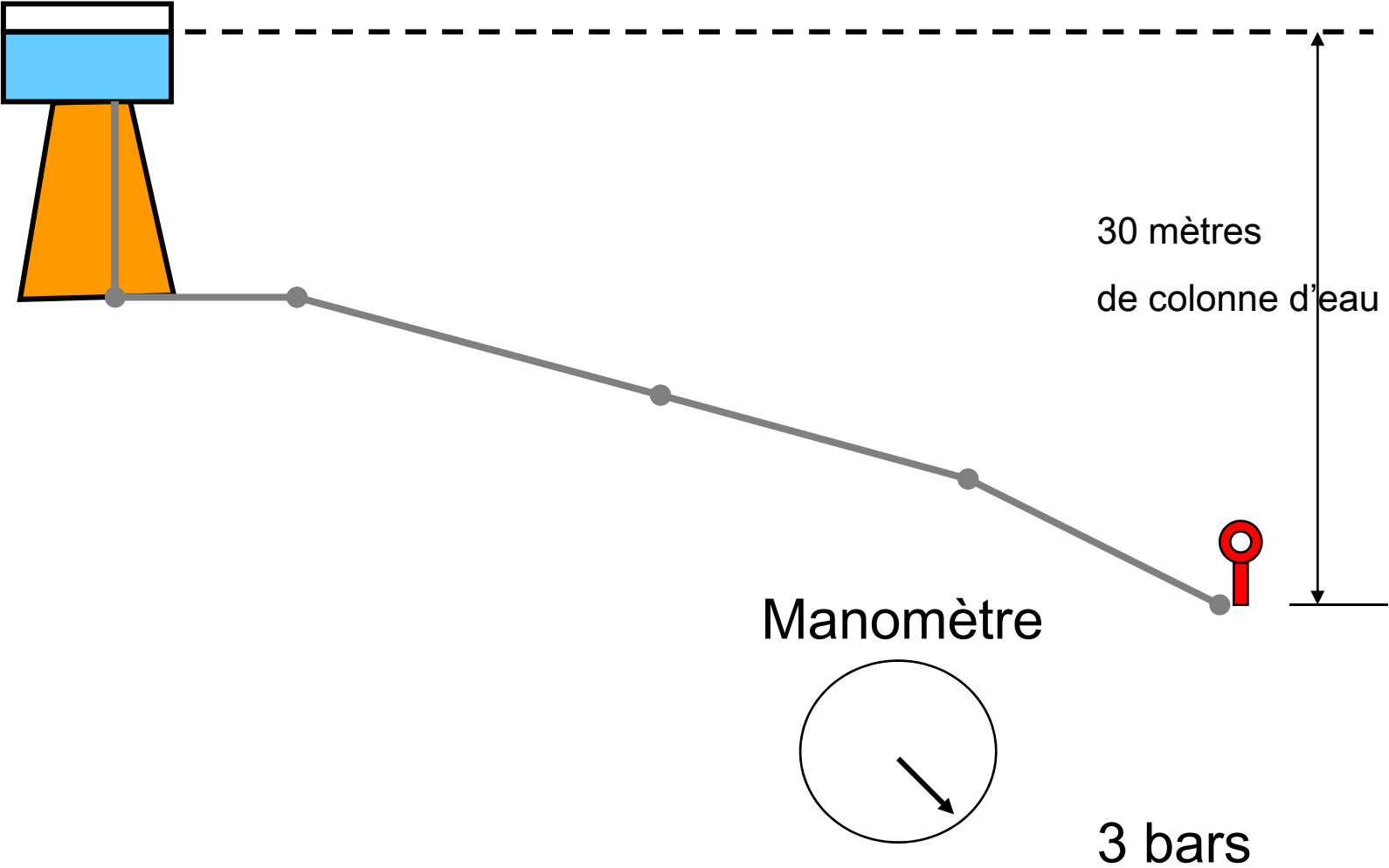
TOUR



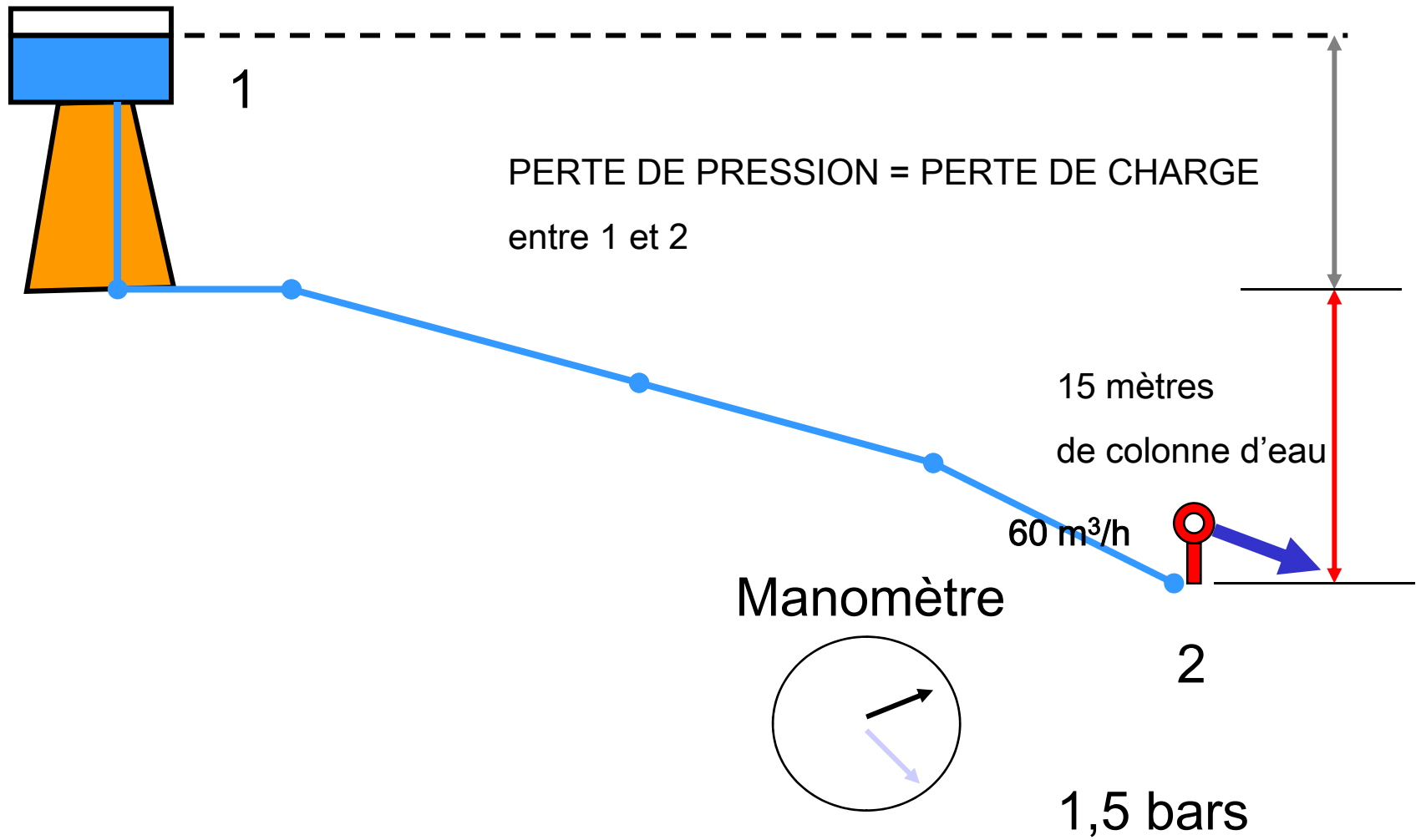


POTEAU INCENDIE

LA PRESSION STATIQUE

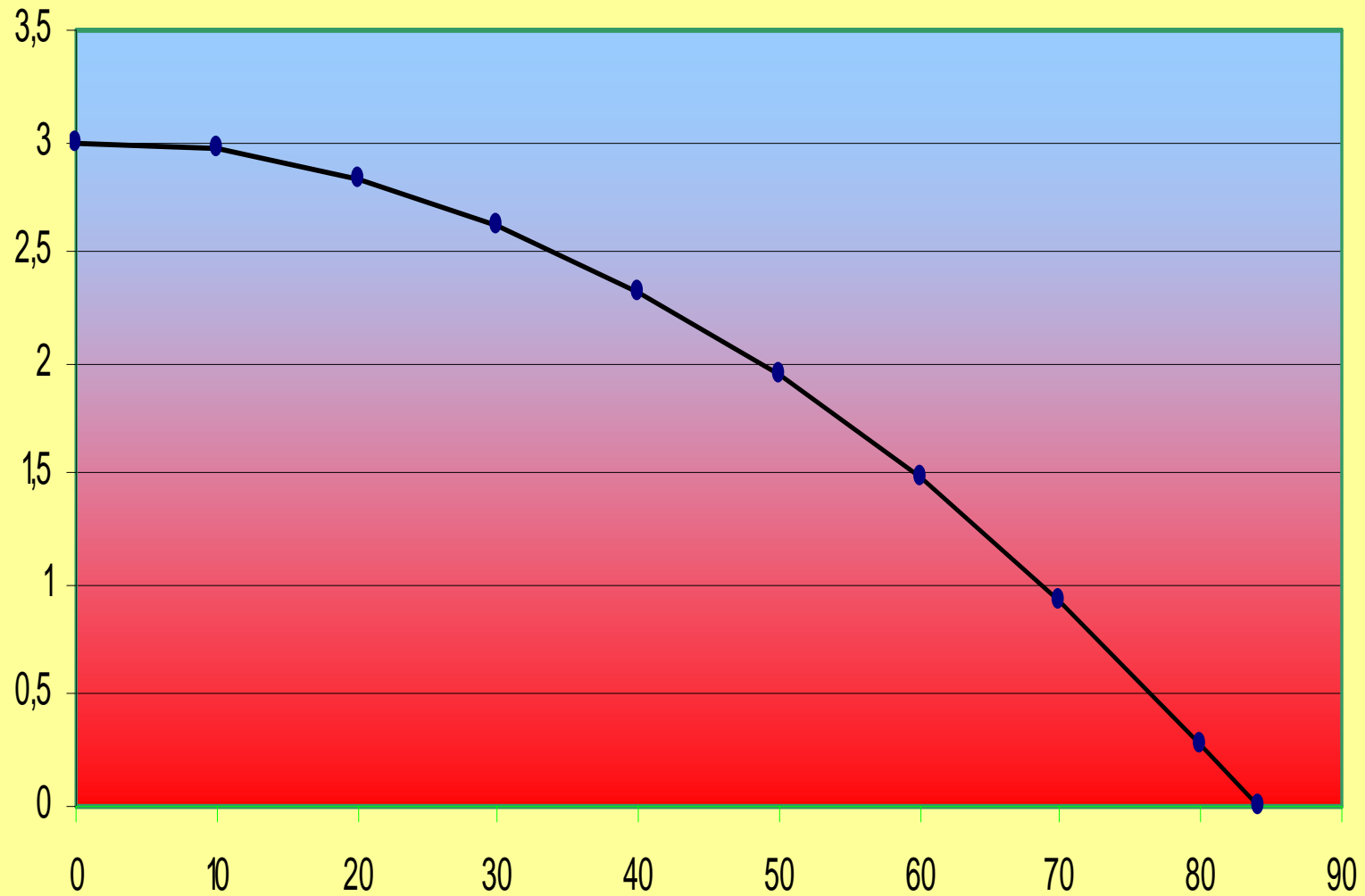


LA PRESSION DYNAMIQUE



PRESSIION OBSERVEE AU POTEAU INCENDIE EN FONCTION DU DEBIT

Pression en bar



Débit en m³/heure

Les pertes de charge régulières ou linéaires

Formule générale

j pertes de charge unitaire

$$j = \lambda \times \frac{v^2}{2gD}$$

J pertes de charge totale

$$J = j \times L$$

avec : λ dépend du nombre de Reynolds et donc du régime d'écoulement

v vitesse moyenne d'écoulement en m/s

D diamètre du tronçon en mètre

L longueur du tronçon en mètre

ou encore pour une canalisation de diamètre connu

$$j = \frac{8\lambda}{\pi^2 \times g \times D^5} (Q^2)$$

$$j = r \times Q^2$$

avec r résistance unitaire du tronçon

Pour un tronçon de longueur L en mètre, les pertes de charge J en mètre sont égales à :

$$J = r \times L \times Q^2$$

$$J = R \times Q^2$$

avec R résistance totale du tronçon

Les pertes de charge selon les travaux de COLEBROOK

$$J = r \times L \times Q^2$$

$$J = R \times Q^2$$

avec R résistance totale du tronçon

Valeurs du coefficient "r" de la formule : $j = r \cdot Q^2$

- TRAVAUX DE COLEBROOK

Diamètre en mm	Rugosité de la canalisation		
	k=0,1 mm	k=1 mm	k= 2 mm
60	2743	4820	6340
80	583	1030	1340
100	183	313	401
125	56	95	121
150	21,5	36,1	45,5
200	4,78	7,83	9,77
250	1,49	2,40	2,97
300	0,59	0,92	1,13
350	0,262	0,406	0,497

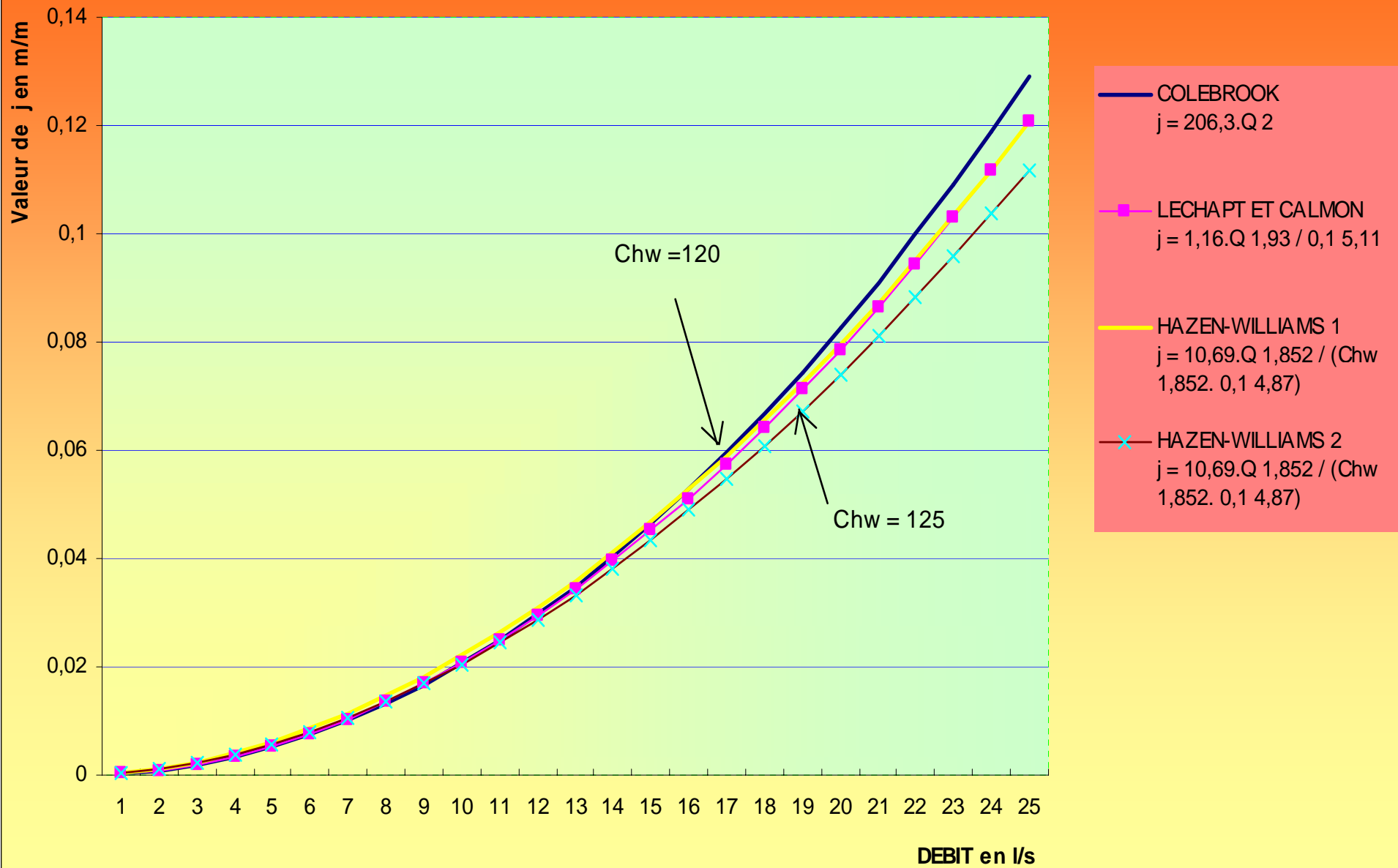
le débit Q est pris en mètre cube par seconde pour obtenir la perte de charge j en mètre par mètre CE.

Pour un tronçon de longueur L en mètre, les pertes de charge J en mètre sont égales à :

Les pertes de charge peuvent être également présentées sous la forme de tables

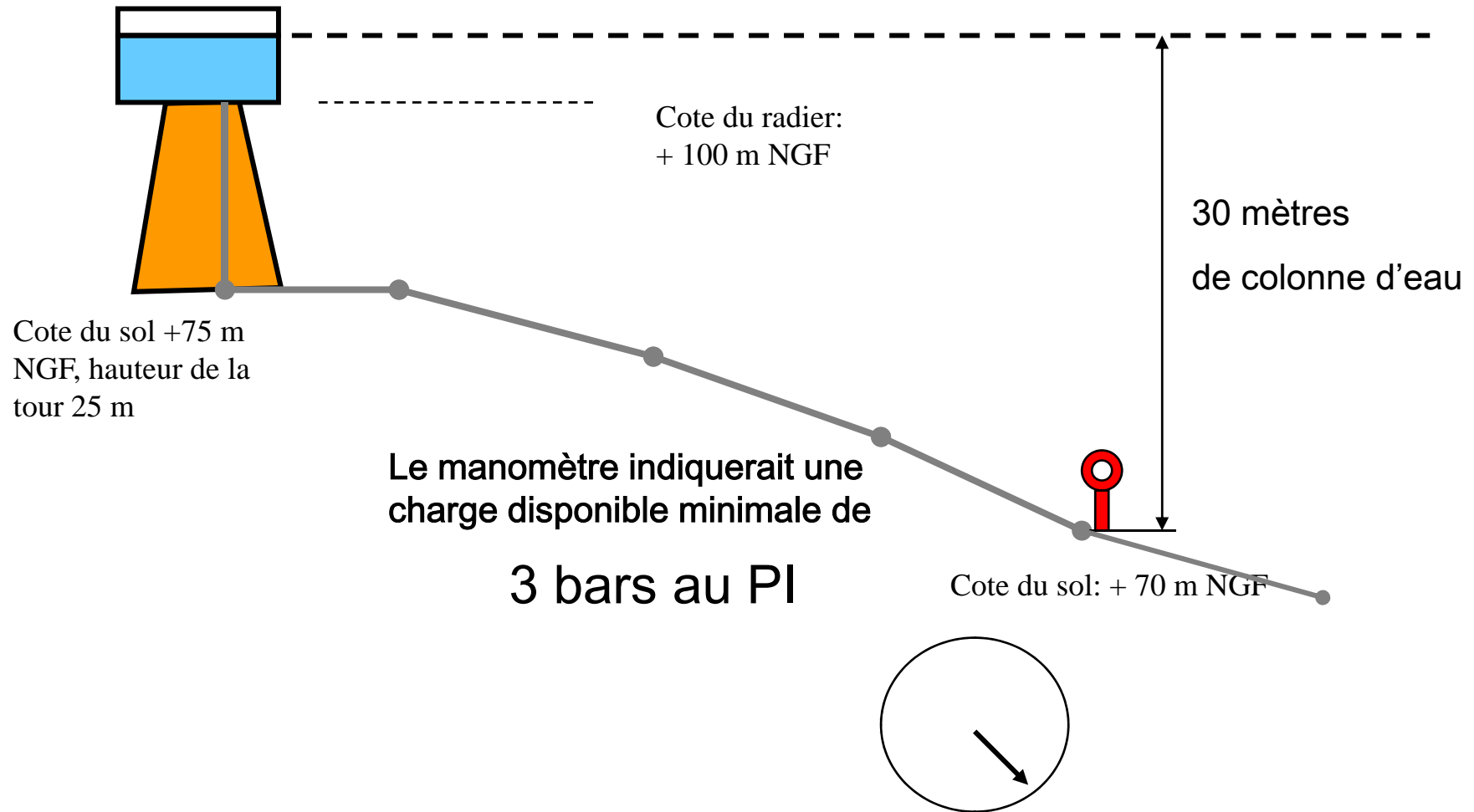
		PERTE DE CHARGE J en m de C.E. par m de tuyau				
		Tuyaux neufs (k = 0,1 mm)		Tuyaux encrassés (k = 2 mm)		
Vitesse moyenne en mètres/seconde	DIAMÈTRE DE LA CONDUITE 0,100 Section de la conduite 0,007854			DIAMÈTRE DE LA CONDUITE 0,125 Section de la conduite 0,012272		
	Charges en mètre par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/ seconde	Charges en mètre par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/ seconde
	Tuy. neufs	Tuy. encras.		Tuy. neufs	Tuy. encras.	
0.01			0.0785			0.1227
0.05			0.3927			0.6136
0.10	0.000191		0.7854	0.000144	0.000207	1.2272
0.15	0.000388	0.000604	1.1781	0.000291	0.000419	1.8408
0.20	0.000643	0.001054	1.5708	0.000486	0.000783	2.4544
0.25	0.000956	0.001622	1.9635	0.000726	0.001204	3.0680
0.30	0.001335	0.002312	2.3562	0.001009	0.001712	3.6816
0.35	0.001763	0.003120	2.7489	0.001330	0.002311	4.2952
0.40	0.002248	0.004060	3.1416	0.001701	0.003004	4.9088
0.45	0.002786	0.005111	3.5343	0.002104	0.003785	5.5224
0.50	0.003370	0.006281	3.9270	0.002548	0.004656	6.1360
0.55	0.004009	0.007584	4.3197	0.003037	0.005618	6.7496
0.60	0.004707	0.009006	4.7124	0.003560	0.006568	7.3632
0.65	0.005447	0.010543	5.1051	0.004120	0.007604	7.9768
0.70	0.006245	0.012215	5.4978	0.004726	0.008737	8.5904
0.75	0.007090	0.014000	5.8905	0.005369	0.010356	9.2040
0.80	0.007985	0.015911	6.2830	0.006059	0.011769	9.8176
0.85	0.008931	0.017951	6.6759	0.006765	0.013279	10.4312
0.90	0.009930	0.020108	7.0686	0.007531	0.014878	11.0448
0.95	0.010980	0.022402	7.4613	0.008332	0.016567	11.6584
1.00	0.012080	0.024822	7.8540	0.009166	0.018349	12.2720
1.05	0.013233	0.027365	8.2467	0.010047	0.020278	12.8856
1.10	0.014431	0.030033	8.6394	0.010962	0.022201	13.4992
1.15	0.015673	0.032829	9.0321	0.011913	0.024268	14.1128
1.20	0.016855	0.035756	9.4248	0.012991	0.026424	14.7264
1.25	0.018301	0.038785	9.8175	0.013921	0.028670	15.3400
1.30	0.019692	0.041950	10.2102	0.014988	0.031010	15.9536
1.35	0.021142	0.045237	10.6029	0.016089	0.033440	16.5672

COMPARATIF DES PERTES DE CHARGE UNITAIRE SELON LES FORMULES POUR UN DIAMETRE DE 100 mm, K = 0,25 mm, r = 203,6, Chw = 125, et Chw = 120



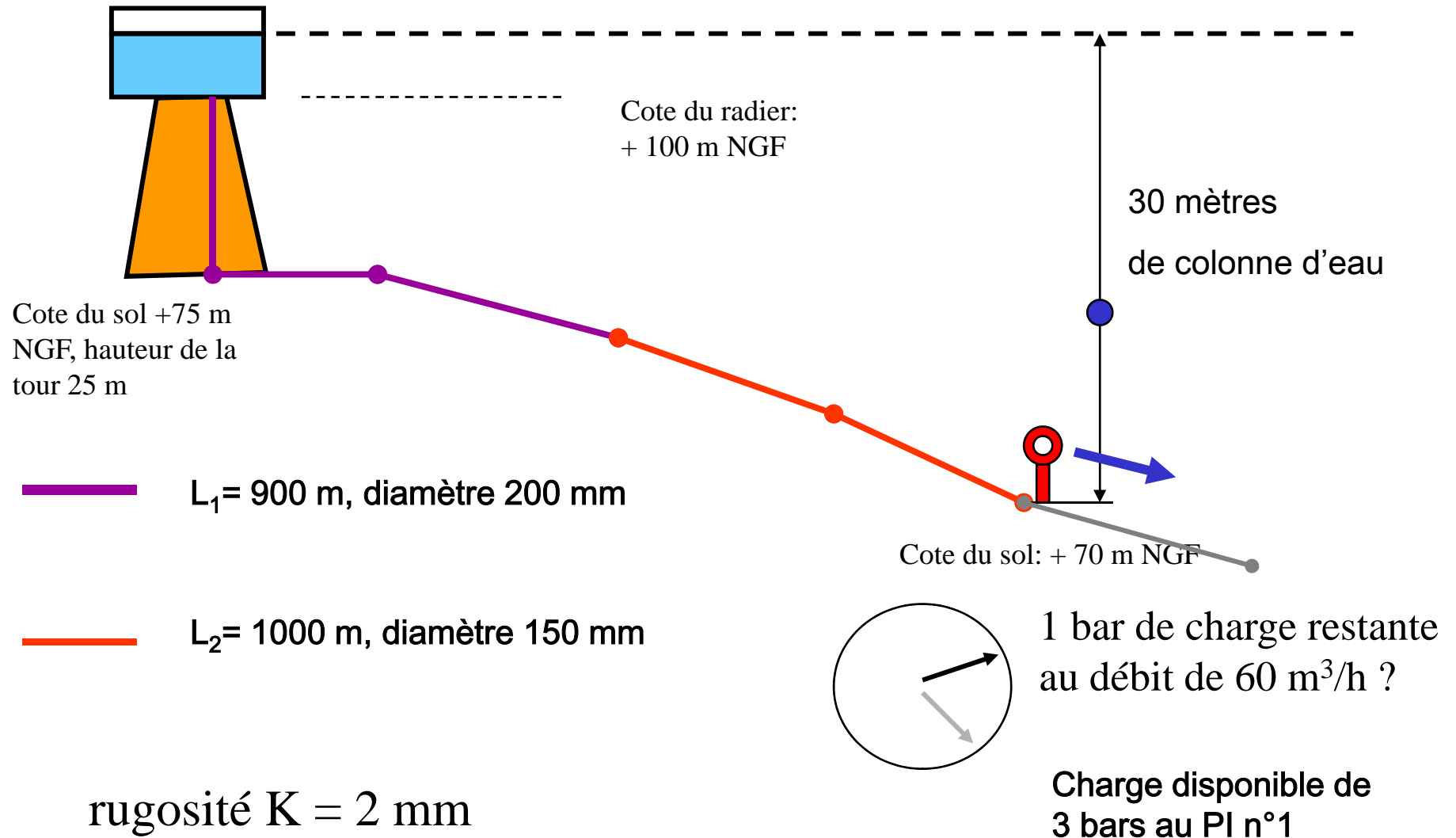
EXERCICE D'APPLICATION

Le poteau incendie est-il conforme?



EXERCICE D'APPLICATION

Le poteau incendie est-il conforme?



Les pertes de charge selon les travaux de COLEBROOK

$$J = r \times L \times Q^2$$

$$J = R \times Q^2$$

avec R résistance totale du tronçon

Valeurs du coefficient "r" de la formule : $j = r \cdot Q^2$

- TRAVAUX DE COLEBROOK

Diamètre en mm	Rugosité de la canalisation		
	k=0,1 mm	k=1 mm	k= 2 mm
60	2743	4820	6340
80	583	1030	1340
100	183	313	401
125	56	95	121
150	21,5	36,1	45,5
200	4,78	7,83	9,77
250	1,49	2,40	2,97
300	0,59	0,92	1,13
350	0,262	0,406	0,497

le débit Q est pris en mètre cube par seconde pour obtenir la perte de charge j en mètre par mètre CE.

Pour un tronçon de longueur L en mètre, les pertes de charge J en mètre sont égales à :

RAPPEL DE LA CHARGE DISPONIBLE:

30 m de CE

Diamètre en mm	Linéaire en m	Débit en m ³ /h	Pertes de charge en m de CE $J = r.L.Q^2$	J en m de CE
200	900	60	$9,77 \times 900 \times (60/3600)^2$	2,44
150	1000	60	$45,5 \times 1000 \times (60/3600)^2$	12,63
			TOTAL	15,07

Charge restante ou Pression dynamique

14,93 m de CE

soit 1,49 bars

Le poteau incendie est conforme: 1 bar minimum de charge restante à 60 m³/heure

Les pertes de charge peuvent être également calculées directement avec les tables.

PERTE DE CHARGE J en m de C.E. par m de tuyau

Tuyaux neufs ($k = 0,1 \text{ mm}$) Tuyaux encrassés ($k = 2 \text{ mm}$)

Vitesse moyenne en mètres/seconde	DIAMÈTRE DE LA CONDUITE 0,150 Section de la conduite 0,0176725			DIAMÈTRE DE LA CONDUITE 0,200 Section de la conduite 0,031416		
	Charges en mètres par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/ seconde	Charges en mètres par mètre de longueur de conduite		Débit en litres/ seconde
	Tuy. neufs	Tuy. encras.		Tuy. neufs	Tuy. encras.	
0.01			0.1767			0.3142
0.05	0.000034		0.8836	0.000024	0.000030	1.5708
0.10	0.000114	0.000163	1.7671	0.000079	0.000110	3.1416
0.15	0.000232	0.000352	2.6507	0.000162	0.000238	4.7124
0.20	0.000387	0.000612	3.5343	0.000270	0.000413	6.2832
0.25	0.000578	0.000941	4.4179	0.000400	0.000636	7.8540
0.30	0.000801	0.001336	5.3014	0.000557	0.000903	9.4248
0.35	0.001059	0.001810	6.1850	0.000736	0.001217	10.9956
0.40	0.001351	0.002347	7.0686	0.000940	0.001581	12.5664
0.45	0.001674	0.002948	7.9522	0.001169	0.001989	14.1372
0.50	0.002031	0.003622	8.8357	0.001421	0.002445	15.7080
0.55	0.002421	0.004374	9.7193	0.001692	0.002945	17.2788
0.60	0.002842	0.005187	10.6029	0.001986	0.003491	18.8496
0.65	0.003293	0.006070	11.4865	0.002298	0.004080	20.4204
0.70	0.003777	0.007028	12.3700	0.002642	0.004734	21.9912
0.75	0.004289	0.008054	13.2536	0.002996	0.005433	23.5620
0.80	0.004834	0.009155	14.1372	0.003376	0.006181	25.1328
0.85	0.005411	0.010329	15.0208	0.003784	0.006979	26.7036
0.90	0.006017	0.011577	15.9043	0.004212	0.007824	28.2744
0.95	0.006652	0.012883	16.7879	0.004658	0.008717	29.8452
1.00	0.007316	0.014268	17.6715	0.005122	0.009659	31.4160
1.05	0.008009	0.015722	18.5550	0.005619	0.010648	32.9868
1.10	0.008732	0.017247	19.4386	0.006139	0.011686	34.5576
1.15	0.009487	0.018852	20.3222	0.006680	0.012774	36.1284

RAPPEL DE LA CHARGE DISPONIBLE:

30 m de CE

Diamètre en mm	Linéaire en m	Débit en m ³ /h	Pertes de charge en m de CE $J = r.L.Q^2$	J en m de CE
200	900	60	0,002945x900	2,6
150	1000	60	0,0128x1000	12,8
			TOTAL	15,4

Charge restante ou Pression dynamique

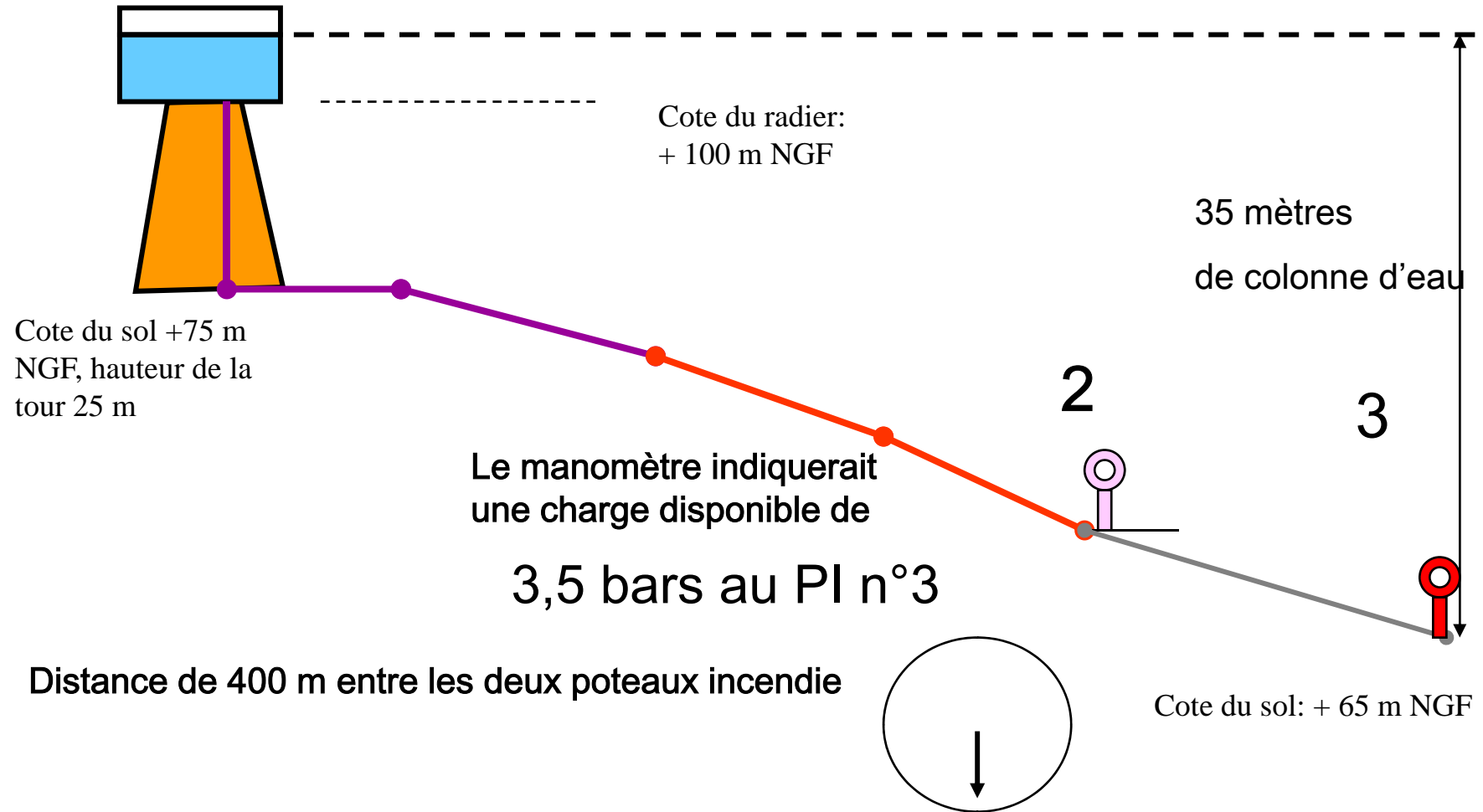
14,6 m de CE

soit 1,46 bars

Le poteau incendie n°1 est conforme: 1 bar minimum de charge restante à 60 m³/heure

EXERCICE D'APPLICATION SUITE

Le poteau incendie n°3 est projeté



QUESTION: Quel diamètre pour le réseau 2-3 ?

J'envisage une extension de réseau avec un diamètre de 100 mm

RAPPEL DE LA CHARGE DISPONIBLE:

35 m de CE

Diamètre en mm	Linéaire en m	Débit en m ³ /h	Pertes de charge en m de CE $J = r.L.Q^2$	J en m de CE
200	900	60	$9,77 \times 900 \times (60/3600)^2$	2,44
150	1000	60	$45,5 \times 1000 \times (60/3600)^2$	12,63
100	400	60	183 $\times 400 \times (60/3600)^2$	20,33

valeur de r

avec $K = 0,1 \text{ mm}$

TOTAL DES PERTES DE CHARGE: 35,40 m

charge restante ou Pression dynamique

- 0,40 m de CE

soit - 0,040 bar

Le poteau incendie desservi avec un réseau de 100 mm ne peut pas être conforme, le débit de 60 m³/h ne peut pas être fourni puisque la pression dynamique calculée est négative. Il faut refaire le calcul avec un diamètre de 125 mm par exemple.

La défense contre l'incendie et la distribution en eau potable dans les communes rurales.

Besoins de la DCI: 120 m^3 pendant deux heures soit $60 \text{ m}^3/\text{h}$.

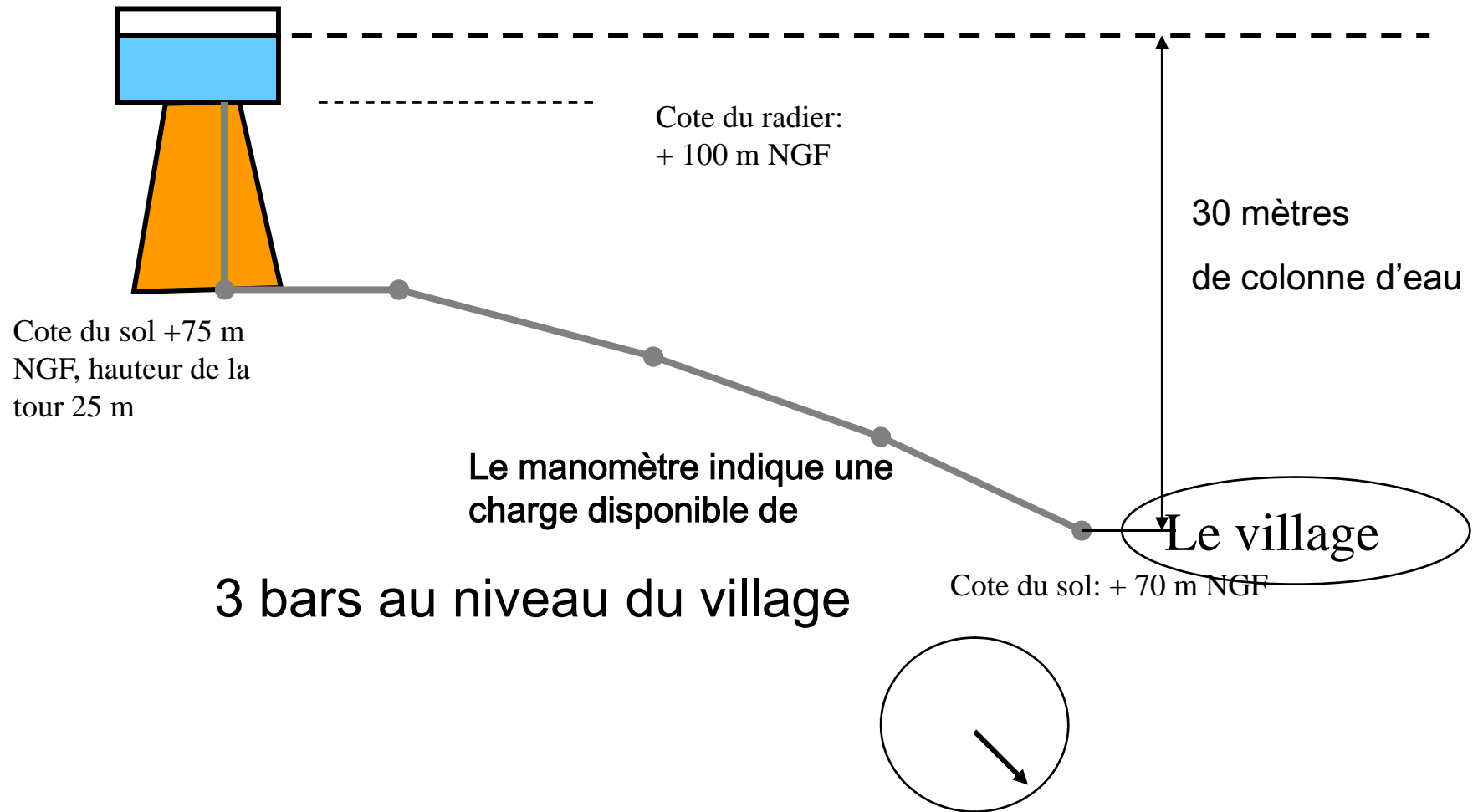
Besoins en eau d'une commune de 500 habitants.

100 l/habitant par jour soit 50 m^3 par jour.

Répartis sur 8 heures de consommation les besoins en période de pointe sont estimés à $6,25 \text{ m}^3/\text{heure}$.

EXERCICE D'APPLICATION

Dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable



RAPPEL DE LA CHARGE DISPONIBLE:

30 m de CE

Diamètre en mm	Linéaire en m	Débit en m ³ /h	Pertes de charge en m de CE $J = r.L.Q^2$	J en m de CE
100	900	6,25	$401 \times 900 \times (6,25/3600)^2$	1,08
80	1000	6,25	$1340 \times 1000 \times (6,25/3600)^2$	4,03
			TOTAL	5,11

Charge restante ou Pression dynamique

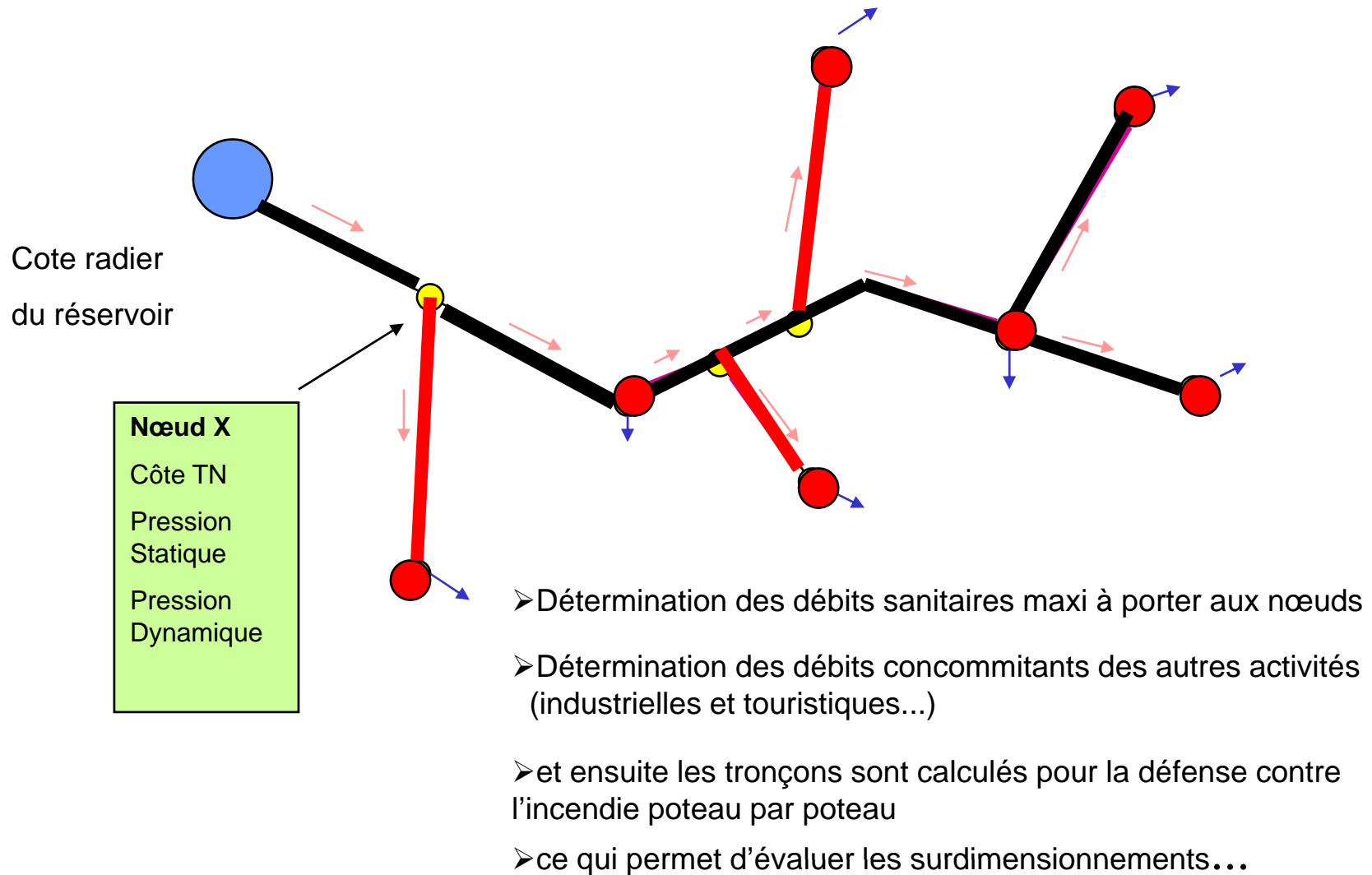
24,89 m de CE

soit 2,5 bars environ

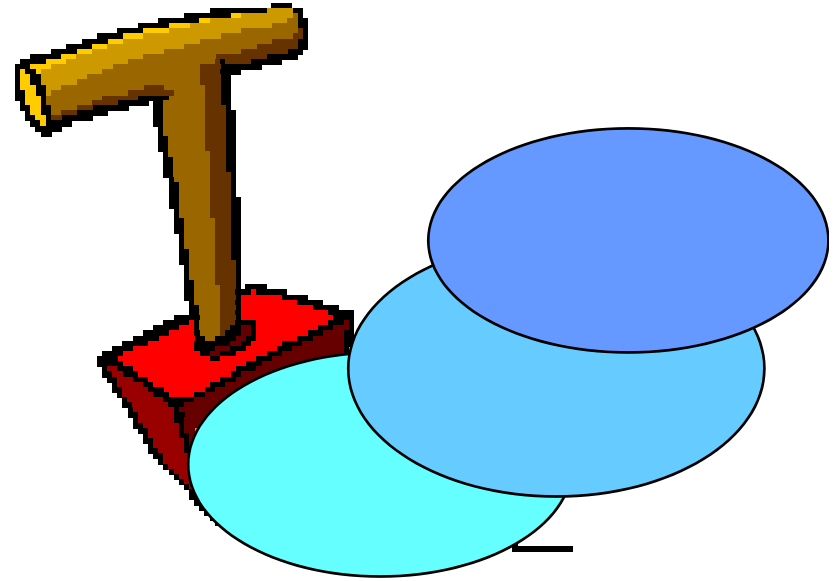
Le réseau destiné à la distribution en eau potable de la commune ne permet pas la desserte de poteaux incendie de 100 mm, mais apportera au minimum une pression supérieure à 2,5 bars.

DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE

les débits dans les tronçons sont calculés



et successivement le diamètre de chaque tronçon

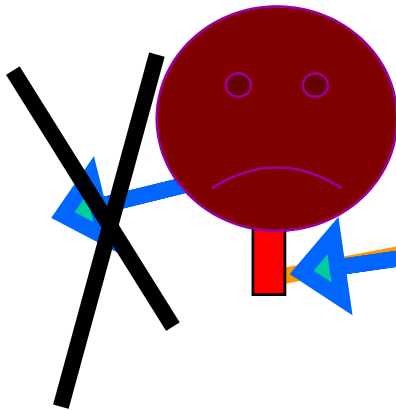


Vitesse: 1m/s

Débit de 60 m³/heure

10 km de canalisation
de diamètre 150 mm

Masse d'eau: 176 tonnes





Les contraintes sanitaires:

La qualité de l'eau se détériore avec la durée du séjour dans la canalisation.

Pour l'ossature principale peu de problème à attendre en raison des consommations importantes.

Par contre, sur les antennes des stagnations d'eau peuvent survenir.

Exemple: Pour une habitation de 4 habitants une canalisation de 60 mm de diamètre et de 100 m de longueur l'eau est renouvelée deux fois par jour.

Avec une canalisation de 150 mm il faut 3 jours pour un renouvellement de l'eau.

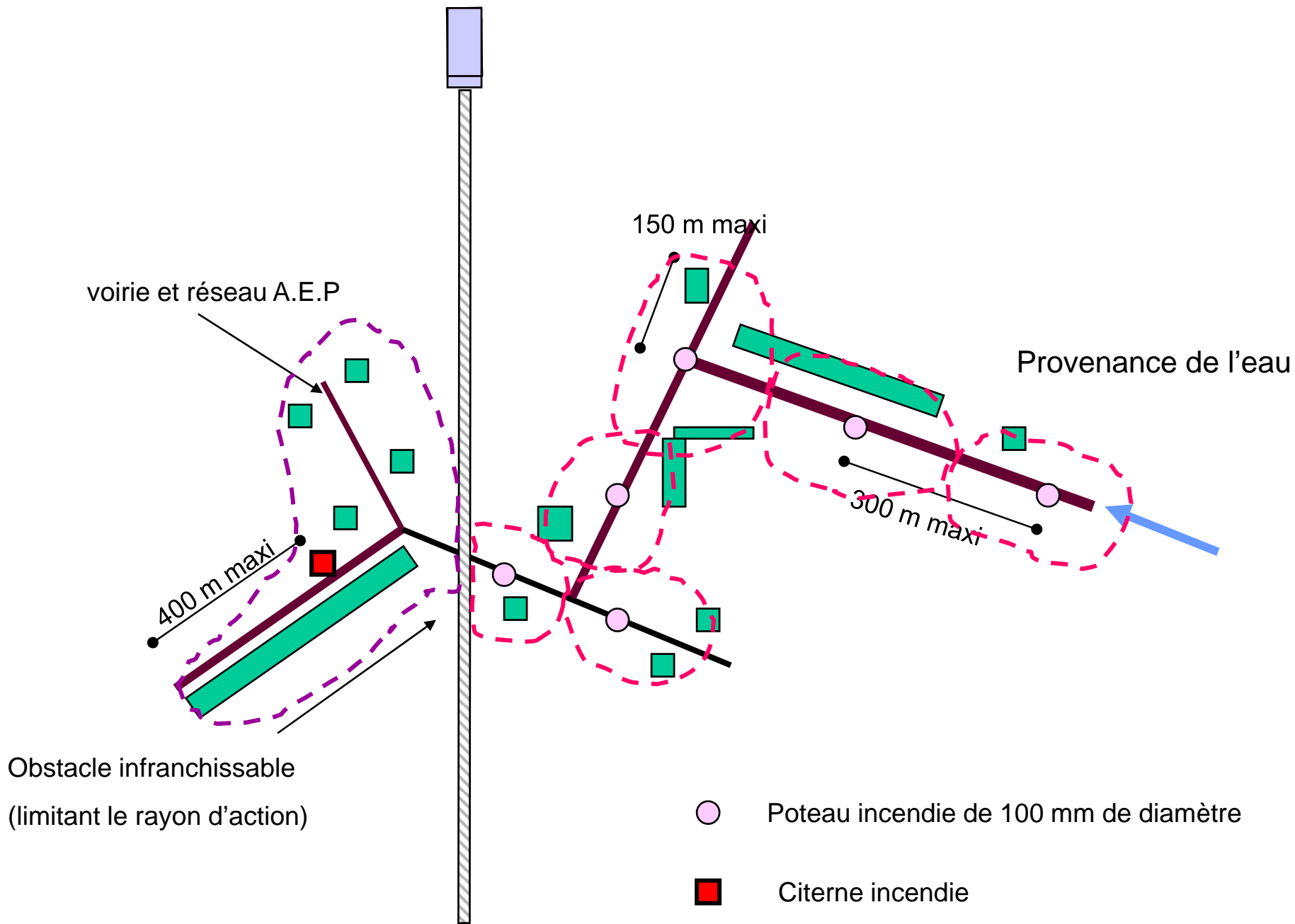
Les contraintes financières

Diamètre en mm	200	150	100	60
Coût unitaire HT en €	180	140	76	45

Citerne incendie	120 m ³	80 m ³	60 m ³
Coût unitaire HT en €	40 000	35 000	30 000

Mise en place d'un poteau incendie	sur réseau existant	sur réseau neuf
Coût unitaire HT en €	4 500	3 500





voirie et réseau A.E.P

Provenance de l'eau

150 m maxi

400 m maxi

300 m maxi

Obstacle infranchissable
(limitant le rayon d'action)

○ Poteau incendie de 100 mm de diamètre

■ Citerne incendie

Le projet de défense contre l'incendie est donc un compromis harmonieux entre:

Les contraintes réglementaires

Les contraintes sanitaires

Les contraintes techniques

Les contraintes financières

Le programme départemental pour la défense contre l'incendie des communes rurales

➤ Taux d'intervention: 40% des dépenses HT

➤ Intéresse les communes classées rurales (décret n°66173 du 25 mars 1966)

➤ Population rurale existante et permanente

➤ Schéma validé par le SDIS

➤ Opérations de renforcement de la couverture incendie

➤ Dossier approuvé par le maître d'ouvrage du type avant projet détaillé au minimum ou établi sur la base des devis détaillés

➤ Présentation des attestations de conformité du SDIS pour le versement des subventions

STAGE FORMATION

HYDRAULIQUE URBAINE

ALIMENTATION EN EAU POTABLE
ET

DEFENSE CONTRE L'INCENDIE

FIN DE LA PRESENTATION



Merci de votre attention

Document réalisé par Gilles FLAMME-OBRY

Ingénieur Principal

Chef du bureau de l'eau du Conseil Général du Pas-de-Calais

Jeudi 9 décembre 2004