

# LES TRANSFERTS

## I. INTRODUCTION

Les transferts d'eau sont utilisés dans le cadre de la liaison des zones à ressources disponibles et celles nécessitant un renforcement pour un équilibre hydrique. Il décrit l'ensemble des installations et systèmes constituant les transferts d'eau, soit en mode gravitaire ou forcé ainsi que le rôle de chacun de ces éléments. Il permet également de dresser une synthèse sur les aspects et critères liés à la conception et aux calculs du transfert objet du présent mémoire.

## II. BARRAGES (RESERVOIRS)

### II.1. Avantages

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau et la consommation,
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (sécheresse, rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...),
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas,
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant,
- Simplification de l'exploitation,
- Régularité des pressions dans le réseau,
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

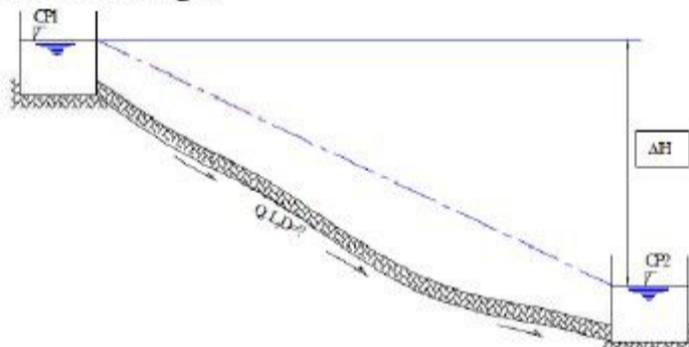
### II.2. Emplacement du barrage (réservoir)

Voir chapitre I ou cours d'AEP

## III. LES TRANSFERTS

### III.1 ADDUCTION GRAVITAIRE

C'est un écoulement à surface libre ou en charge lorsque la cote source est supérieure à la cote d'arrivée. Dans une adduction gravitaire l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente ou en charge.



*Figure II.1 : Schéma représentant une adduction gravitaire*

Avec :

$\Delta H$  : Pertes de charge linéaires en m,

$Q$  : Débit véhiculé en  $m^3/s$ ,

$L$  : Longueur de la conduite m,

$D$  : Diamètre de la conduite m.

CP.R1 et CP.R2 : les cotes piézométriques des deux barrages (réservoirs).

Le dimensionnement des adductions gravitaire doit répondre aux critères suivants :

- Détermination du débit de transfert,
- Détermination du diamètre le plus avantageux,
- Choix du tracé de la galerie ou de la conduite pour avoir la longueur minimale,
- Type de tuyau à utiliser,
- Pose de canalisation,
- Protection de la conduite contre les effets intérieurs et extérieurs,
- Organes accessoires.

### III.1.1. Charge hydraulique

La charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par:

$$H = \alpha \frac{v^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z$$

Où

V: Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (débit/section), en m/s,

P: Pression moyenne dans la en Pa,

g: Accélération de la pesanteur m/s<sup>2</sup>,

z: Cote moyenne de la conduite, en m,

ρ: Masse volumique de l'eau,

α: Coefficient du la non homogénéité des vitesse dans la section (≈1,05), il est souvent égale à 1.

### III.1.2.Perte de charge linéaire

On définit la perte de charge linéaire J en m par l'expression universelle suivante (formule dite de DARCY-Weisbach) :

$$J = \lambda \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

Où

L: Longueur totale de la conduite en m,

λ: Coefficient de perte de charge. Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds (Re = V.D / ν) et la rugosité relative ks/D,

ks: Rugosité de la conduite,

ν: Viscosité cinématique de l'eau (Pour l'eau, ν ≈ 10<sup>-6</sup> m<sup>2</sup>/s) à 20%.

Le coefficient de perte de charge peut s'exprimer selon le type d'écoulement et la rugosité de la conduite.

Le tableau II.1 donne les différentes formulations du coefficient de frottement λ en fonction des types des canalisations et d'écoulement.

Tableau II.1: Formulation du coefficient de frottement λ.

Type de rugosité	Expression de coefficient de frottement
Conduite lisse Karman-Prandtl	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \text{Log} Re\sqrt{\lambda} - 0.8$
Conduite rugueuse Karman-Prandtl	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \text{Log} \frac{D}{2K} + 1.74$
Conduite lisse Re<10 <sup>5</sup> Blasius	$\lambda = \frac{0.3164}{Re^{0.25}}$
Conduite Re<10 <sup>5</sup> Nikuradse	$\lambda = \frac{0.221}{Re^{0.237}} + 0.0032$
Expression généralisé Colebrook et White	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left( \frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$

### III.1.3.Perte de charge singulière

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissement, rétrécissements, diaphragmes,...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coude, dérivation, robinets, vannes,...). Ces singularités se comportent comme des « ouvrages courts » et provoquent des pertes de charges locales. La

perte de charge locale provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$\Delta H = K \frac{v^2}{2g}$$

Où : K : coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité.

#### III.1.4. Ligne piézométrique et ligne de charge

La charge hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs:  $H = H^* + H_d$

Avec :

$$H^* = \frac{p}{\rho g} + Z \quad \text{et} \quad H_d = \frac{v^2}{2g}$$

Où :  $H^*$  est la "charge statique" et  $H_d$  est appelée "charge dynamique".

##### III.1.4.1. Ligne piézométrique

La carte représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique en fonction de la longueur d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne piézométrique.

##### III.1.4.2. Ligne de charge

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale  $H$  le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie). La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de  $v^2/2g$ .

La perte de charge  $J$  (ou  $\Delta H$ ) entre deux points est alors la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points.

La perte de charge fait que la ligne de charge soit toujours descendante. En pratique, pour les conduites réelles d'adductions, nous pouvons confondre les deux lignes (de charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse ( $v^2/2g$ ) reste généralement faible par rapport à la charge statique.

#### III.1.5. Caractéristique d'une conduite en charge

La plupart des écoulements se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, où l'expression du coefficient de perte de charge  $\lambda$  devient indépendante du nombre de Reynolds:  $\lambda = f(k_s/D)$ .

L'expression de la perte de charge linéaire  $J$  devient alors, pour les conduites circulaires et en introduisant le débit  $Q$  :

$$J = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2 \quad \text{Soit sous la forme :} \quad J = RQ^2$$

Où :

$R = f(L, k_s, D)$  ne dépend donc que des caractéristiques de la canalisation est appelé la résistance de la conduite.

#### III.1.6. Détermination du diamètre avantageux

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{k' L_{eq} Q^\beta}{D_{av}^m}$$

$\Delta H_t$ : Perte de charge totale en m,

$K'$ : Coefficient de perte de charge,

$L_{eq}$ : Longueur équivalente de la conduite en m,

$$L_{eq} = L_g + L_{eg}$$

$L_g$ : Longueur géométrique de la conduite en m,

$L_{eg}$ : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j en m.

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H = 1.15 \Delta H_{plin} \implies L_{eq} = 1.15 L$$

$\Delta H_t$ : Perte de charge totale (m),

$\Delta H_{plin}$ : Perte de charge linéaire (m).

On suppose par hypothèse que la charge disponible entre le réservoir et la bache d'aspiration ( $H_d = C_{pR} - C_{pB}$ ), égale à la perte de charge totale.

Avec

$H_d$ : La charge disponible,

$C_{pR}$ : Cote piézométrique du réservoir,

$C_{pB}$ : La cote piézométrique de la bache d'aspiration.

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' L_{eq} Q^\beta}{\Delta H}}$$

Avec :

$D_{av}$ : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m),

$Q$ : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s),

$L_{eq}$ : Longueur équivalente de la conduite (m),

$\Delta H$ : Perte de charge (charge disponible) (m),

$\beta$ : Exposant tenant compte du régime d'écoulement,

$m$ : Exposant tenant compte du type du matériau.

Le tableau II.2 donne les valeurs des coefficients  $K$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types des tuyaux.

*Tableau II.2: Coefficients  $K$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types des tuyaux.*

Tuyau	K	M	$\beta$
Acier et fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

### III.2. ADDUCTION PAR REFFOULEMENT

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire) qui comporte principalement :

- La salle d'arrivée d'eau (ou bache d'aspiration),
- La salle des commandes,
- La salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévatoires.

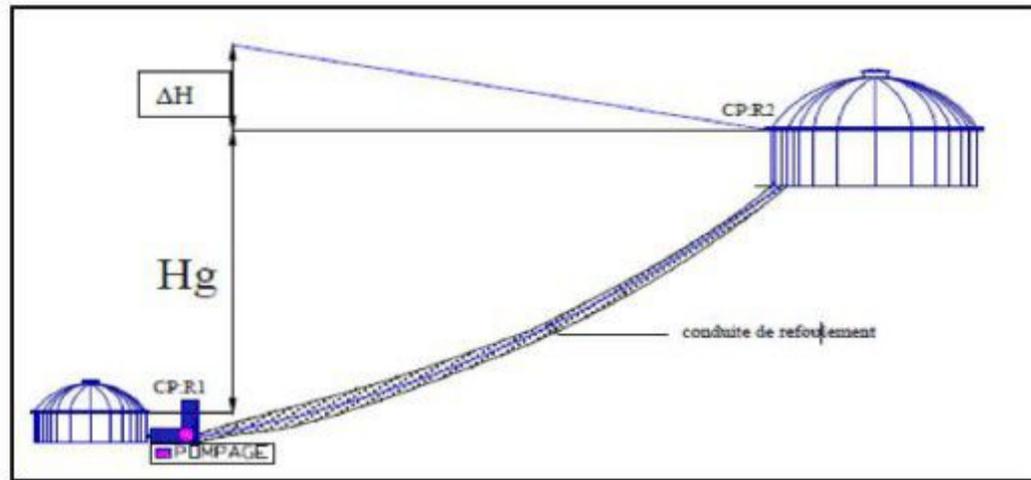


Figure II .2: Schéma représentant une adduction par refoulement.

Avec :

$\Delta H$  : Pertes de charge linéaires en mètre,

$H_g$  : Hauteur géométrique en mètre,

CP.R1 et CP.R2 : les cotes piézométriques des deux réservoirs.

### III.2.1. Détermination du diamètre économique

Pour élever un débit  $Q$  à une hauteur géométrique  $H$  donnée, on peut, à priori, donner à la canalisation un diamètre quelconque car, en faisant varier la puissance du groupe élévatoire, on peut toujours obtenir le débit  $Q$  imposé dans un tuyau de diamètre donné. Si on adopte donc un grand diamètre, le prix ( $P_c$ ) de la canalisation sera élevé, par contre la perte de charge ( $J$ ) sera faible. On économise donc sur le prix du groupe ( $P_g$ ) et le prix ( $P_e$ ) de l'énergie nécessaire au pompage. Si au contraire on adopte un petit diamètre,  $P_c$  est plus faible mais ( $P_g$ ) et ( $P_e$ ) seront plus élevés. Il y a donc intérêt à choisir le diamètre qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation (par exemple le prix du  $m^3$  d'eau élevé, tenu compte de l'amortissement de la canalisation et du groupe élévatoire et de la consommation d'énergie) en fonction du diamètre  $D$ .

Actuellement, les diamètres économiques des conduites de refoulement sont approchés par une des relations suivantes :

- **Formule de BRESSE**  $D_{\text{éco}} = 1.5 \times \sqrt{Q}$ .

- **Formule de BONNIN**  $D_{\text{éco}} = \sqrt{Q}$

- **Formule de MUNIER**  $D_{\text{éco}} = (1+0,02n) \cdot \sqrt{Q}$

- **Formule des diamètres optimums**  $D_{\text{éco}} = \sqrt{Q} \times 1,17$

Avec:

$n$ : nombre d'heures de pompage,

$Q$ : débit en  $m^3/s$ .

### III.2.2. Calcul des pertes de charge

On distingue deux types de perte de charge : linéaire et singulière

#### III.2.2.1. Pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- Diamètre  $D$  de la conduite (m),
- Débit  $Q$  ( $m^3/s$ ),

- La rugosité absolue  $K_s$  (mm),
- La longueur du tronçon  $L$  (m).

Elles sont calculées par la formule :

$$\Delta H_{lin} = Lj = \lambda \frac{LV^2}{D 2g}$$

Avec :

$L$  : Longueur de la conduite de refoulement (m),

$V$  : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s),

$\Delta H$  : Pertes de charge linéaires (m),

$j$  : Gradient hydraulique (m/m),

$D$  : Diamètre de la conduite de refoulement (m),

$\lambda$  : coefficient de frottement. La détermination de ' $\lambda$  ', a été déterminée par les calculs successifs de la valeur la plus communément donnée est celle de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left( \frac{K}{3.7 D} + \frac{2.52}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

$Re$  : Nombre de Reynolds  $= V \times D / \nu$

$K$  : Paramètre lié à la rugosité de la paroi (m),

$\nu$  : Viscosité cinématique de l'eau (m<sup>2</sup>/s),

$D$  : Diamètre de la conduite (m).

Et aussi, le coefficient ' $\lambda$  ', est obtenu par la formule Nikuradzé pour un écoulement turbulent rugueux

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K_s}{D})^{-2}$$

Avec :

$K_s$  est la rugosité absolue de la conduite, qui est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T$$

$K_0$ : Rugosité absolue des tuyaux neufs,

$\alpha$ : Coefficient de vieillissement,

$T$ : Temps de service.

### III.2.2.2. Pertes de charges singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,15 \Delta H_l$$

### III.2.2.3. Pertes de charges totales ( $\Delta H_t$ )

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_t = \Delta H_s + \Delta H_l = 0,15 \times \Delta H_l + \Delta H_l \Delta H_t = 1,15 \times \Delta H_l$$

### III.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r \iff HMT = H_g + \Delta H_t$$

$H_g$  : Hauteur géométrique (m),

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration (m),

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement (m),

$\Delta H_t$ : la perte de charge totale (m).

#### IV.4. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation (DA) sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e$$

E: Energie consommée par la pompe en KWh,

e: Prix unitaire d'un KWh.

### III.2.3. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365$$

E : Energie consommée (KWh),

t : Nombre d'heures de pompage par jour,

P : Puissance de la pompe (KW).

#### IV.4.2. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe (KW), définie comme suit:

$$P_{abs} = \frac{\rho g HMT Q}{\eta 1000}$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%),

Q: débit refoulé par la pompe (m<sup>3</sup>/s),

g: la force de la pesanteur,

HMT: la hauteur manométrique totale de la pompe (mce),

$\rho$ : la masse volumique de l'eau.

#### IV.5. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement (DA) sont donnés par la formule suivante:

$$F_{amor} = P_c \times A$$

$P_c$ : le prix de la conduite (DA),

A: amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante:

$$A = \left( \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100$$

Avec :

i: Taux d'anuité annuel,

n: Nombre d'années d'amortissement.

### III.2.4. Vérification de la vitesse d'écoulement

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosions de la paroi des canalisations. D'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères.

**Tableau II.3 : Variation des vitesses en fonction des diamètres.**

Plages des vitesses (m/s)	Diamètres (mm)
$0.5 < V < 1.5$	$< 250$
$0.5 < V < 2.0$	$300 < D < 800$
$0.5 < V < 3$	$> 800$

La vitesse est calculée comme suite :

$$V = \frac{Q}{S}$$

Avec :

Q: Débit max horaire qui transite dans la conduite (m<sup>3</sup>/s),

S: Section de la conduite (m<sup>2</sup>).

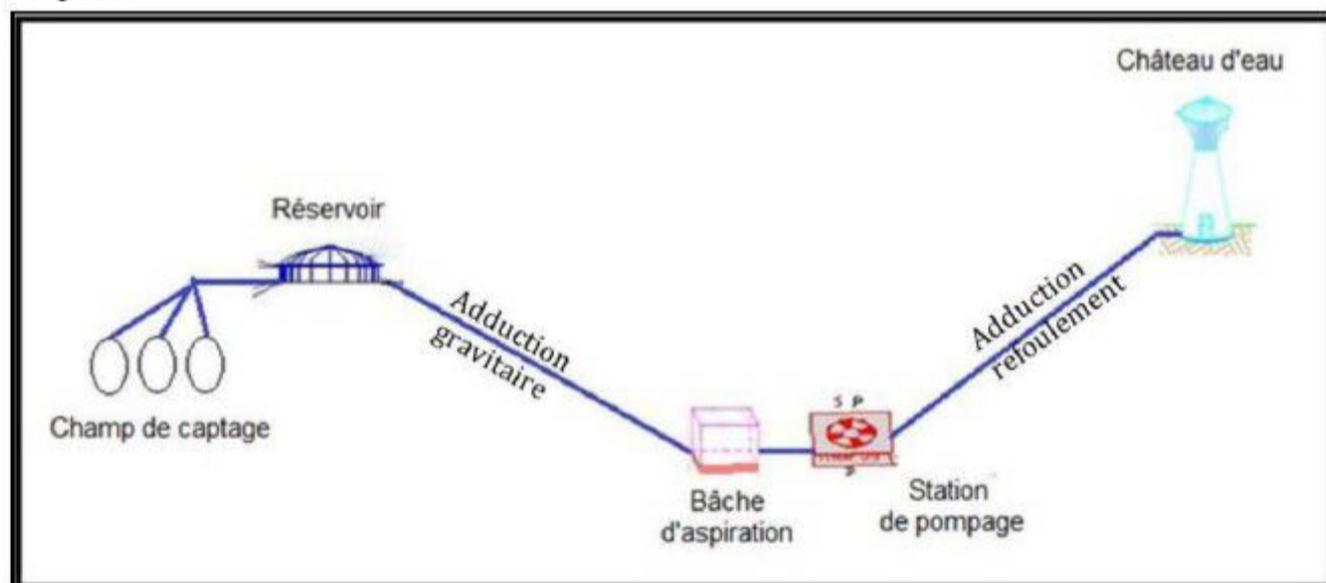
La section est déterminée par la formule suivante (m<sup>2</sup>) :

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

D: Le diamètre de la conduite en (m).

### III.3. ADDUCTION MIXTE

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.



**Figure II.5 : Schéma simplifié de l'adduction mixte**