

Chapitre 0 : INTRODUCTION

0.1. Historique de l'eau en Tunisie

La Tunisie a connu du temps des Romains une période de développement urbain considérable. L'alimentation en eau potable des villes avait donné lieu à des distributions publiques dont les vestiges sont encore imposants à notre époque.

Carthage, qui fut un moment l'une des cinq villes les plus grandes du Monde Méditerranéen, fut alimentée à ses débuts par des puisages dans la nappe de Soukra et par des citernes. Une sécheresse exceptionnelle, qui sévit de 123 à 128, tarit les maigres ressources en eau de la région et vida toutes les citernes ; cette sécheresse montra l'absolue nécessité de rechercher, au loin, les eaux qui faisaient défaut aux abords de la ville en pleine croissance, et de les ramener à Carthage.

Sur ces entrefaites, l'empereur Hadrien entreprit le captage des eaux des sources existant dans les massifs montagneux de Zaghouan et de Djouggar. Ces eaux furent amenées par un aqueduc d'une longueur totalisant 132 km, avec ses diverses branches, aux citernes de la Malga, réservoirs d'eau de 25 000 m³ situés sur une partie élevée de la colline de Carthage. Les sources avaient un débit très variable, avec des minima tombant à 5000 m³ par jour, des maxima pouvant dépasser 25 000 m³ par jour. Les citernes restaient nécessaires pour les quartiers plus élevés que les citernes de la Malga.

Après Carthage, la ville d'Hadrumète (Sousse) occupait le deuxième rang. Pauvrement alimentée, elle recevait seulement 150 m³ par jour par une conduite souterraine de 4 km de longueur, prenant son eau par drainage de la nappe de l'Oued Kharroub. Le complément nécessaire était fourni par des puits d'eau saumâtre et par des citernes.

La ville de Thysdrus (El Djem) est située dans une région dont les ressources en eau sont encore plus faibles. Là encore les citernes intervenaient pour une part très large dans l'alimentation de la ville; Les puits fournissaient de l'eau d'une qualité encore plus médiocre que les puits des environs d'Hadrumète. Les Romains n'hésitèrent pas à capter une nappe d'eau située à 13km au Nord-Ouest de la ville par un aqueduc souterrain passant sous une colline à plus de 15 mètres sous le sol au point le plus profond. La quantité journalière amenée et livrée à la distribution publique était de l'ordre 200 m³ par jour d'une eau assez sulfatée.

La ville de Suffetula (Sbeitla) était par contre largement alimentée par des sources naturelles d'un débit de plus de 10 000 m³ par jour, captées et amenées à la ville et aux jardins par un aqueduc dont subsiste le pont sur l'Oued Sbeitla.

Très nombreuses étaient les autres villes et agglomérations alimentées en eau. Certaines l'étaient par des eaux de sources amenées par des aqueducs: Simittu (Chemtou), Maktaris (Maktar), Zama (Jama), Sufès (Sbiba), Cilium (Kasserine), Thurburbo Minus (Tebourba), Hippo Diarrhytus (Bizerte) et bien d'autres de moindre importance. D'autres étaient alimentées par les eaux de crue d'Oueds voisins dérivées dans des citernes: Thapsus, près de Bekalta, et Thenoe (Thyna). D'autres se trouvaient au-dessus de sources captées à leur pied et il était nécessaire de relever l'eau pour l'utiliser: Thelepte et Ammoedara (Haïdra).

Lorsqu'aucune de ces ressources n'existait, les établissements publics et privés étaient alimentés par des puits et des citernes.

Toutes ces installations fonctionnèrent jusqu'à l'occupation Arabe, mais furent ensuite peu à peu abandonnées. Cependant, la Dynastie Aghlabide avait fait un grand effort de conservation des anciens ouvrages. Elle s'était préoccupé d'alimenter Kairouan, sa capitale, en y amenant les eaux du Djebel Chérichéra par un aqueduc de 35 km de longueur, et par d'immenses citernes (bassins des Aghlabides) qui emmagasinaient l'eau des crues de l'Oued Merguellil. Ses vestiges sont encore visibles. Cet effort ne fut pas maintenu avec continuité suffisante.

L'aqueduc de Zaghouan passa par bien des vicissitudes : coupé à plusieurs reprises lors de l'invasion vandale, puis pendant la période Byzantine lors des invasions Arabes, il fut remis en état vers l'an 900 et pourvu d'une dérivation vers Tunis. Son entretien fut ensuite négligé, et en 1852, il ne fonctionnait plus depuis trois siècles lorsque le Bey Si Sadok le fit restaurer par des ingénieurs français. Les parties du canal à fleur de sol et en sous-sol furent remises en état, et les parties sur arcades furent remplacées par des conduites en fonte. Les captages furent partiellement remis en service. La réparation, qui dura jusqu'à 1861, fut complétée par la construction du réservoir de Sidi-Abdallah, d'une capacité de 3 700 m³. Dès 1861, les eaux de Zaghouan et de Djouggar arrivèrent de nouveau à Tunis et contribuèrent à améliorer l'alimentation en eau des habitants réduits à l'usage de l'eau des citernes et des fassuqias. Cet ouvrage était à peu près le seul existant en Tunisie.

A cette époque, les autres grandes villes étaient :

- Sousse était alimentée par des puits de mauvaise qualité et par des citernes d'eau pluviale.
- Kairouan, alimentée en eau par les citernes Aghlabites et par le puits de Bir Barouta, pourvu d'une noria actionnée par un chameau.
- Sfax était alimentée par des citernes d'eau pluviale et par des bassins qui recevaient très rarement les eaux débordant de l'Oued Agareb.

L'alimentation des autres villes et villages se faisait comme à Sousse, Sfax et Kairouan, par des puits et citernes, sans ouvrages de distribution publique.

Durant la période 1880 - 1914, l'alimentation de Tunis était provisoirement assurée, l'effort se porta principalement sur les autres grandes villes. Les adductions réalisées sont notamment l'adduction à Bizerte des eaux de Aïn Bourass par une conduite de 13 km amenant 800 m³/jour (en 1895), l'adduction à Sousse des eaux de Bouhafna par une conduite de 125 km amenant 2 500 m³/jour (en 1905) l'adduction à Sfax des eaux de Sbeitla par une conduite en fonte de 175 km permettant d'amener 8000 m³/jour (terminée en 1914). L'alimentation de la ville de Tunis fut peu à peu améliorée par le branchement de nouvelles ressources sur l'aqueduc de Zaghouan. Quelques villes de la région nord furent aussi dotées de réseaux d'adduction.

Après 1914, la sécheresse et la croissance des besoins des villes se traduisirent par de graves pénuries d'eau à Tunis, Sousse et Bizerte, et le développement général des villes entraîna l'extension des distributions d'eau publiques à des villes toujours plus nombreuses.

A Tunis, la consommation augmenta de 6 000 m³/jour à 70 000 m³/jour. Cette augmentation était rendue possible grâce d'une part à la mise en service du barrage de l'Oued Kébir (de capacité 26 millions de m³) qui permet en année normale de fournir 25 000 m³/jour, et d'autre part au développement des captages des eaux souterraines de Khélidia, Djouggar, Oued Kébir et Mannouba.

A Sousse l'adduction est passée de 2 500 à 7 000 m³/jour, par la mise en service des nouveaux captages de Bouhafna. Ce débit est partagé entre Sousse et les villes du nord du Sahel. A

Bizerte, une série de captages exécutés sur la rive nord du lac de Bizerte à Oued Graâ et El Hamila, et le développement des captages de la région d'Ain Bourass ont permis de porter le volume distribué à plus de 5 000 m³/jour.

Dès 1911, le premier poste de stérilisation par l'eau de Javel avait été installé sur la canalisation d'amené des eaux, à proximité de la gare de Bir Mecherga, mais l'imprécision du procédé et des appareils ne permettait pas un dosage rigoureux du réactif employé. Ce poste a été remplacé en 1924 par une nouvelle installation plus fiable.

Tous ces travaux ne suffisent pas néanmoins pour suivre l'augmentation des besoins qui est due à l'accroissement de la population urbaine et à l'augmentation des besoins par habitant.

A partir de 1956 commença alors l'époque de la mobilisation et de l'exploitation de nos potentialités en eaux de surface par la construction d'une série de barrages (Ben Metir, Mellègue, Laroussia, Kasseb, Sidi Salem, Joumine, Sedjenane, etc...), de grandes conduites d'adductions (Joumine - Medjerda, Belli - Sahel - Sfax, etc...) et des canaux à surface libre (le Grand Canal, le Canal Medjerda - Cap-Bon).

Des stations de traitement de l'eau potable, de plus en plus modernes, ont été construites (Ben Metir, Ghdir El Golla 1et II, Joumine-Mateur et Belli, avec un débit total de 10 m³/s en 1997). Par ailleurs, des stations de dessalement des eaux saumâtres, par osmose inverse, ont été implantées au Sud : à Kerkennah en 1984 (capacité 4 000 m³/jour d'eau provenant d'un puits artésien dont la salinité dépasse 3,5 g/l), à Gabès en 1995 (capacité 30 000 m³/jour d'eau provenant de la nappe continentale intercalaire ayant une salinité de 3,2 g/l), à Jerba et à Zarzis en 2000 (capacité unitaire 12000 m³/jour d'eau brute de 6 g/l provenant de la nappe saumâtre Mioplicene).

Parallèlement, l'extension et la modernisation des réseaux de distribution d'eau potable ont été poursuivies dans toute la Tunisie : des réseaux maillés pour les grandes villes et des réseaux ramifiés pour les zones rurales, pour atteindre en 1997 un taux de desserte général de 76 % (taux de desserte urbain environ 100 % et rural 36 %, soit environ 7,2 millions d'habitants branchés sur réseau SONEDE). Le volume total distribué passa de 24 millions de m³ en 1956 à 250 millions de m³ en 1997, alors que la population totale de la Tunisie a passé de 3,8 millions à 9,3 millions pendant la même période.

0.2. Généralités

Actuellement, en Tunisie, c'est donc la *SONEDE* (Société Nationale d'Exploitation et de Distribution des *Eaux*, créée en 1968) qui a le monopole de la distribution de l'eau potable. La mission d'un distributeur d'eau potable consiste principalement à :

- Fournir à la population suffisamment d'eau (Quantité).
- Fournir à la population une eau propre (Qualité).
- Fournir à la population l'eau sous une pression minimale.

Historiquement, à cause de la nécessité absolue de l'eau pour la vie humaine directement ou indirectement (pour l'élevage des animaux et pour l'agriculture), les anciennes villes ont été conçues:

- Soit près des rivières (comme les grandes villes du monde).
- Soit près des sources naturelles ou des puits.
- Soit alimentées par des aqueducs, des citernes ou un autre moyen.

Notons qu'il y avait en général suffisamment d'eau propre (potable) naturellement pour satisfaire les besoins qui était relativement faibles.

Actuellement, du fait de l'accroissement de la population, l'évolution du niveau de vie, le développement de l'agriculture (engrais, mécanisation) et le développement de l'industrie, d'une part, la consommation d'eau a grimpé et, d'autre part, la pollution rejetée dans la nature a largement augmenté. Ainsi, l'eau propre naturellement est devenue de plus en plus rare et même absente dans quelques régions.

Deux types d'ouvrages sont devenues alors nécessaires : les stations de traitement des eaux de surface, et les stations d'épuration des eaux usées. Ainsi, avant d'alimenter en eau potable une agglomération, il faudrait répondre à une série de questions:

Les besoins en eau ?

La source d'eau ?

La qualité de cette eau ?

Le traitement nécessaire ?

Le mode de transport (adduction) ?

Le réseau de distribution ?

Le réseau d'assainissement des eaux usées?

Le degré de pollution des eaux usées ?

L'épuration de ces eaux ?

Le rejet des eaux usées?

Plusieurs solutions sont généralement envisageables, il faudrait choisir la solution la plus économique.

Par ailleurs, par une vision plus globale et régionale, le choix des solutions à adopter doit tenir compte aussi des exigences environnementales pour garantir un développement durable. Le développement durable, un nouveau concept défini en 1988 par la Commission Mondiale sur l'Environnement et le Développement, est d'imaginer des modèles de développement qui répondent aux besoins des générations actuelles tout en préservant les possibilités de satisfaction des besoins des générations à venir, tant du point de vue social et économique qu'écologique.

Dans un contexte de développement durable, les règles d'exploitation des ressources en eau jouent donc un rôle crucial pour la planification et l'exploitation des systèmes de gestion de ces ressources en eau. En effet, on imagine aisément que l'utilisation rationnelle de l'énergie et la diminution du gaspillage dû au fuites s'intègre dans une telle démarche.

Ces règles d'exploitation d'un réseau d'adduction ou de distribution d'eau sont les directives qui découlent directement des politiques de conservation de la ressource. Généralement, le premier objectif qui découle de ces politiques est l'utilisation optimale de la ressource disponible tout en maintenant l'approvisionnement en eau à un coût raisonnable.

La qualité nécessaire de l'eau dépend de l'usage auquel cette eau est destinée: eau potable, eau pour l'industrie, eau d'irrigation, eau pour les incendies, etc... Le cas le plus exigeant, du point de vue de la qualité nécessaire de l'eau, est évidemment le secteur de l'eau potable.

0.3. Conception générale d'un réseau d'eau potable

Le schéma général d'une installation de distribution d'eau dépend du type de la source d'eau exploitée. Cette source peut être une Rivière (une eau généralement douce, avec une salinité inférieure à 1 g/l), un Barrage (une eau généralement douce), une Nappe Souterraine (une eau douce, ou une eau saumâtre dont la salinité est entre 2 à 7 g/l) ou la Mer (eau salée à environ 35 g/l).

L'eau souterraine (de la nappe) douce ne nécessite généralement pas de traitement. L'eau de surface (des rivières ou des barrages), par contre, nécessite un traitement physico-chimique

pour la rendre potable. L'eau saumâtre (l'eau de nappe salée ou l'eau de mer) nécessite un traitement spécifique (le dessalement) pour ramener la salinité à moins de 1 g/l.

Dans le cas général, les installations nécessaires pour la distribution d'eau potable sont:

1. La prise d'eau, le puits ou le forage.
 2. Première Station de pompage (SPI).
 3. Station de traitement (ou dessalement) des eaux.
 4. Réservoirs semi-enterrés.
 5. Deuxième Station de Pompage (SP2).
 6. Réservoir surélevé (ou sur-tour, ou château d'eau).
 7. Réseau de distribution d'eau potable.
 8. Réseau d'assainissement des eaux usées et/ou pluviales.
 9. Station de pompage et/ou station d'épuration des eaux usées.
 10. Rejet des eaux usées traitées ou non traitées (irrigation, Oued, la mer, la nappe...).
- (voir figure 0.1)

Chapitre 1 : DEMANDE EN EAU

1.1. Types de demande en eau

C'est la SONEDE (la Société Nationale d'Exploitation et de Distribution des Eaux) qui est chargée, en Tunisie, de la production et de la distribution de l'eau potable.

Les statistiques de la SONEDE (Rapport de la SONEDE, 1998) montrent que, pour toute la Tunisie et pour l'année 1997 :

-Le volume total de la production d'eau est de 317.10^6 m^3

-Le volume total d'eau consommé est de 247.10^6 m^3

-Le nombre total d'abonnés est d'environ $1,4.10^6$

En 1997, le taux de desserte total de la SONEDE était de 76 % (soit 99% en zones urbaines et 36% en zones rurales). Ainsi, sur les 9,3 millions d'habitants que comptait la Tunisie, environ 7,1 millions seulement étaient alimentés en eau potable. Par ailleurs, la population alimentée par le réseau du Ministère de l'Agriculture était estimée à 1,3 millions d'habitants.

La population non encore alimentée en eau, et dont le nombre diminue d'une année à l'autre, réside principalement dans des zones rurales très difficiles à desservir (zones très dispersées et de très faibles densités).

Au niveau du pays ou au niveau d'une agglomération urbaine ou rurale, on distingue généralement plusieurs types de demandes en eau, selon le type du consommateur :

- . Consommation domestique ou humaine.
- . Consommation publique ou collective (municipalité, administrations, écoles, arrosage des jardins, hôpitaux, commerce,...).
- . Consommation industrielle.
- . Consommation touristique.
- . Consommation agricole (irrigation, élevage, ...).

Ces types de consommations diffèrent de part leurs quantités et surtout de leurs qualités nécessaires. Dans le tableau 1.1 et la figure 1.1, nous présentons la répartition du volume d'eau consommé, par usage (ou type de consommateur), en Tunisie, ainsi que leur évolution depuis 1970.

1.2. Estimation des besoins en eau

Bien que, dans certains pays, quelques réglementations existent visant à fixer les demandes en eau potable, la quantification rigoureuse de ces demandes repose généralement sur des statistiques.

1.2.1. Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (en *l/jour/hab*). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs: le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (alimentation individuelle ou borne fontaine), etc. D'autre part, elle évolue d'une année à l'autre, en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Les besoins domestiques d'une agglomération quelconque peuvent être estimés par:

- soit des statistiques, qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle, ainsi que le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population.

Ceci n'est possible que pour une agglomération qui est déjà alimentée en eau potable.

- soit en comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles des données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants.

Citons à ce propos, la norme de l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S.) qui fixe la consommation domestique minimale à 55 l/jour/hab.

En Tunisie, la consommation spécifique moyenne de ceux qui sont alimentés par le réseau de la SONEDE était d'environ 100 l/jour/hab en 1997. Cette moyenne est en soit peu significative parce qu'en effet la consommation spécifique réelle varie énormément en fonction de la zone et du mode d'alimentation (en 1997) :

Pour les Bornes Fontaines : 11 l/jour/hab.

Pour les Zones Rurales : 50 l/jour/hab.

Pour les Villes Moyennes : 80 l/jour/hab.

Pour les Grandes Villes : 140 l/jour/hab.

Ces valeurs sont comparées à quelques consommations spécifiques dans d'autres pays développés.

France : 280 l/jour/hab.

U.S.A : 800 l/jour/hab.

Canada > 800 l/jour/hab.

Cette comparaison montre que la consommation en Tunisie est encore très faible. Ceci s'explique par notre niveau de vie (qui est relativement plus faible) mais principalement par les faibles ressources en eau dont nous disposons en Tunisie par rapport à ces pays.

Quant aux valeurs des consommations domestiques spécifiques à prévoir pour l'alimentation de nouvelles zones ou de nouvelles villes, nous pouvons citer, à titre indicatif, quelques valeurs en relation avec le nombre d'habitants de l'agglomération:

- Pour une Grande Ville (plus de 100 000 habitants) : de 120 à 200 l/jour/hab.
- Pour une Ville de 20 000 à 100 000 habitants: de 100 à 140 l/jour/hab.
- Pour une Ville Moyenne (de 5 000 à 20 000 habitants) : de 80 à 120 l/jour/hab.
- Pour une Zone Rurale (moins que 5 000 habitants) : de 60 à 80 l/jour/hab.
- Pour les Bornes Fontaines: de 20 à 50 l/jour/hab.

Les valeurs indiquées ci-dessus sont quelquefois majorées pour tenir compte de la consommation publique et des petites industries.

1.2.2. Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations, des établissements d'enseignement, des municipalités, des hôpitaux, etc..

Nous citerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins publics :

.Pour le nettoyage des rues et l'arrosage des jardins: de 3 à 5 l/jour/m³.

. Hôpitaux : de 300 à 600 l/jour/lit.

. Pour les administrations : de 100 à 200 l/jour/employé.

. Pour les Ecoles Primaires : de 10 à 20 l/jour/élève.

. Pour les Lycées de 20 à 30 l/jour/élève.

. Pour les Facultés et Foyers Universitaires : de 100 à 200 l/jour/étudiant.

1.2.3. Besoins industriels

On ne tient compte, en général, que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchées sur le réseau de la ville.

Actuellement, les grandes industries sont isolées de la ville (ou situées dans des zones industrielles) et alimentées par des réseaux indépendants. Celles qui consomment beaucoup d'eau doivent avoir leur propre source en eau: puits, forages, barrage, la mer, etc... Notons que la consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé.

Nous donnerons, ci-dessous, quelques exemples de besoins industriels :

*Pour les petites industries:

-Boulangerie : 1 l/Kg de pain.

-Industrie laitière : de 5 à 10 l/l de lait.

-Conserve de fruits ou de légumes : de 6 à 15 l / Kg de conserves.

*Pour les grandes industries :

-Sucrierie de 2 à 15 m³ /t de betteraves.

-Cimenterie (voie humide) 2 m³ /t de ciment.

-Tannerie: de 20 à 140 m³ /t de produit fabriqué.

-Papeterie : de 50 à 300 m³ /t de produit fabriqué.

-Raffinerie de pétrole de 1 à 20 m³ /t de pétrole.

-Sidérurgie: de 6 à 300 m³ /t d'acier.

-Centrale électrique de 3 à 400 m³ /MWh.

Puisqu'il est difficile d'estimer avec précision tous les besoins publics et industriels (les petites industries), on peut en tenir compte en augmentant légèrement les besoins domestiques.

1.2.4. Autres besoins

Parmi les autres besoins d'eau potable, nous rappelons:

- besoins touristiques (des hôtels) : de 400 à 700 l/jour/lit (et pouvant atteindre 1200 l/jour/lit pour les hôtels de luxe).
- besoins d'irrigation: vue que le prix de l'eau potable est très élevé, son utilisation en irrigation se limite, éventuellement, à quelques cultures de fleurs et à quelques pépinières.

1.3. Coefficients de pointe

1.3.1. Consommation totale moyenne

Les valeurs de la consommation domestique indiquées ci-dessus sont quelquefois majorées pour tenir compte de la consommation publique et des petites industries.

Le nombre d'habitants futur (à l'année du projet) dans une agglomération urbaine, N, est déterminé par : $N = N_0(1 + a)^n$

Où N₀ est le nombre d'habitants en une année quelconque, a est le taux d'accroissement annuel de la population, n est le nombre d'années séparant l'année de N₀ à celle de N.

Dans le cas où le plan d'aménagement de l'agglomération (ou le plan de développement futur) est disponible, N sera alors calculé en se basant sur le plan d'urbanisation prévu.

Rappelons que le taux d'accroissement en Tunisie varie de 1,5 % à 4 %, selon l'agglomération, avec une moyenne nationale de 1,9 %.

La consommation moyenne future C, par habitant, est donnée par :

$$C = C_0(1 + b)^n$$

Où C₀ est la consommation moyenne, par habitant, en une année quelconque, b est le taux d'évolution annuelle de la consommation, n est le nombre d'années séparant l'année de C₀ à celle de C.

En Tunisie, le taux d'évolution moyen de la consommation, lié à l'évolution du niveau de vie, est d'environ 3 % par an.

1.3.2. Pointe journalière

La consommation d'eau est variable en fonction du mois (la consommation est maximale en Juillet et Août), du jour de la semaine (elle est généralement maximale le Lundi) et de l'heure de la journée (elle est généralement maximale vers 12 heure du matin). En ANNEXE 1, nous présentons des exemples de variation temporelle de la consommation d'eau potable à Toulouse et à l'Ariana.

Les ouvrages de prise, de traitement et d'adduction d'eau (stations de pompage, conduites, etc.) doivent être dimensionnés pour pouvoir fournir la demande journalière maximale (la journée de pointe ou la pointe journalière), de l'année du projet. On définit alors un coefficient

$$\text{de pointe journalière } K_1 = \frac{\text{Consommation.journalière.maximale}}{\text{Consommation.journalière.moyenne}} = \frac{Q_{j\max}}{Q_{j\text{moy}}}$$

La valeur de ce coefficient K_1 est, en principe, déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, cette valeur de K_1 varie de 1,3 à 1,6, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération (par exemple, pour une zone touristique, K_1 est proche de 1,6).

1.3.3. Pointe horaire

Les ouvrages de distribution d'eau (réseau, réservoirs) doivent être dimensionnés pour fournir la demande horaire maximale (l'heure de pointe ou la pointe horaire), de la journée de pointe, de l'année du projet. On définit aussi un coefficient de pointe horaire

$$K_2 = \frac{\text{Consommation.horaire.maximale}}{\text{Consommation.horaire.moyenne}} = \frac{Q_{h\max}}{Q_{h\text{moy}}}$$

De même, la valeur du coefficient K_2 est déterminée à partir des statistiques sur la variation horaire de la consommation. Sa valeur varie de 1,5 à 3,5, selon l'importance de l'agglomération.

Pour une Grande Ville : $K_2 = 1,5$ à 2.

Pour une Ville Moyenne : $K_2 = 2$ à 2,5.

Pour une Zone Rurale : $K_2 = 3$ à 3,5.

1.3.4. Les pertes d'eau

Dans un réseau d'alimentation en eau potable, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux: la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs, etc...

Ces pertes sont aussi de différents types: eau de lavage et de nettoyage (des filtres et des décanteurs de la station de traitement, des réservoirs), les fuites dans tous les ouvrages et en particulier dans les réseaux d'adduction et de distribution, les pertes accidentelles en cas de ruptures des conduites, vidange de conduites (en cas de travaux, remplacement de conduites ou de vannes, branchements avant, etc.).

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- l'âge et l'état du réseau.
- la compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.).

En général, la valeur de K_3 varie de 1,2 à 1,5:

- $K_3 = 1,2$; pour un réseau neuf ou bien entretenu.

- $K_3 = 1,25$ à $1,35$; pour un réseau moyennement entretenu.
- $K_3 = 1,5$; pour un réseau vétuste ou mal entretenu.

1.4. Le débit de calcul des différents ouvrages du réseau

Le débit de calcul dépend alors du type et de l'emplacement de l'ouvrage à calculer ou à dimensionner.

. Le volume d'eau annuel (V_{tot}) à prévoir au niveau de la source d'eau (ou volume capté) :

$$V_{tot} = K_3 \cdot 365 \cdot Q_{jmoy} ; \text{ en } m^3/\text{an}$$

. Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages d'adduction (station de pompage, station de traitement, réservoirs, conduites d'adduction, etc...) est égal au débit journalier maximum (Q_{jmax}) :

$$Q_{jmax} = K_3 \cdot K_1 \cdot Q_{jmoy} ; \text{ en } m^3/j$$

. Le débit de dimensionnement et/ou de calcul des ouvrages de distribution (station de pompage, surélévation des réservoirs, réseau de distribution) est égal au débit horaire maximum (Q_{hmax}) :

$$Q_{hmax} = (K_3 \cdot K_2 \cdot K_1 \cdot Q_{jmoy}) / 24 \text{ en } m^3/h$$

Chapitre 2 : ORIGINES ET CAPTAGES DES EAUX

2.1. Le cycle hydrologique de l'eau (rappel d'hydrologie)

Le cycle hydrologique de l'eau dans la nature peut être schématisé ainsi:

L'évaporation, principalement à partir de la surface des océans (soit environ 75 % de la surface de la terre) génère la formation de nuages en montant en altitude. Ces nuages, qui sont poussés par le vent vers le continent, se condensent et donnent lieu à des précipitations (pluies, neiges ou grêle).

Sur le continent, l'eau des précipitations peut s'évaporer de nouveau (évaporation directe ou évapotranspiration à travers la végétation, les animaux et l'être humain), ou ruisseler dans des cours d'eau (rivières ou oueds) pour rejoindre les océans par écoulement de surface, ou encore s'infiltrer dans le sol pour ensuite rejoindre aussi les océans par écoulement souterrain.

Au niveau d'un pays (ou d'une région), on parle plutôt de bilan hydrologique. Le bilan hydrologique de l'eau est tout simplement le bilan régional du cycle de l'eau. Ce bilan peut être schématisé comme suit : $P = E + R + I$

Avec:

P: total des Précipitations /an (mesuré par des pluviomètres)

E: total des Evaporations /an (estimé par quelques formules)

R: total des Ruissellements/an (mesuré par les stations hydrométriques)

I : total des Infiltrations / an (non mesuré)

Ainsi, le bilan hydrologique s'écrit sous la forme suivante :

En ce qui concerne la Tunisie, qui est caractérisée par un climat aride ou semi-aride, la pluviométrie est faible et l'évaporation est importante. A titre indicatif, Les valeurs ci-dessous donnent (juste à titre indicatif) un ordre de grandeur des moyennes des différents termes du bilan hydrologique en Tunisie et en France.

En Tunisie (en moyenne)

. $P = 33 \cdot 10^9 \text{ m}^3/\text{an}$

. $E = 80 \% \cdot P$

. $R = 10 \% \cdot P$

. $I = 10 \% \cdot P$

En France (en moyenne) :

. $P = 720 \cdot 10^9 \text{ m}^3/\text{an}$

. $E = 65 \% \cdot P$

. $R = 25 \% \cdot P$

. $I = 10 \% \cdot P$

2.2. Ressources en eau

2.2.1. Généralités

Rappelons que l'eau couvre 75% de la surface du globe terrestre. Le volume total des eaux est d'environ $1,3 \cdot 10^9 \text{ km}^3$ dont 97% sont constituées par les océans et les mers et 2% par les glaciers. Seulement 1% de ces eaux est constitué d'eau douce disponible pour les diverses consommations de l'homme.

Comme nous l'avons indiqué, le climat en Tunisie est aride (ou semi-aride) caractérisé par une faible pluviométrie, un fort ensoleillement et une forte évaporation.

D'après les statistiques de l'Institut National de la Météorologie (LN.M), comme le montre la figure 2.1 (les moyennes annuelles des précipitations en Tunisie pour la période: 1961-1990), la pluviométrie varie de 1300 mm/an (à l'extrême Nord-Ouest) à moins de 100 mm/an (à

l'extrême Sud) avec une moyenne d'environ 336 mm/an. Cette valeur peut être considérée très faible comparée à d'autres moyennes annuelles : la moyenne annuelle sur la terre est d'environ 760 mm/an, la moyenne en France est 800 mm/an, la moyenne au Québec (Canada) est d'environ 1500 mm/an.

La période pluvieuse commence à partir du mois de Septembre et s'échelonne pratiquement jusqu'au mois de Mars. Les plus fortes moyennes mensuelles de la pluie se situent pendant les mois d'Octobre, Novembre et Décembre. La pluie a généralement un caractère orageux.

Notons que les pertes par évaporation sont très importantes en Tunisie (environ 80% du volume total des précipitations) avec des moyennes annuelles variant de 1600 mm/an au nord à 2400 mm/an au sud. Les statistiques de l'LN.M montrent que les plus fortes évaporations se font pendant la saison estivale (les mois de Juin, Juillet et Août).

Ainsi, nos ressources exploitables en eau douce sont très limitées. Elles sont estimées à 4600 millions de m³ par an, et se répartissent en :

. Eaux de surface: les eaux des oueds et des cours d'eau.

. Eaux souterraines: les eaux des nappes souterraines.

L'utilisation de nos ressources en eau se répartie ainsi:

. Eau Potable : 10 % (pour environ 8,5 millions d'habitants).

. Eau d'Irrigation : 85 % (pour environ 400 000 ha de périmètres irrigués).

. Industries : 5%

Ces ressources sont très faibles comparées à d'autres pays : en Egypte, le barrage d'Assouane, sur le Nil, a une capacité de 34.109 m³ (soit environ 7 fois nos ressources en eau), en France, les ressources sont estimées à 180.109 m³/an (l'utilisation est limitée à environ 5.109 m³/an, pour l'eau potable, 5.109 m³/an pour l'irrigation et 25.10⁹ m³/an pour les industries dont environ 17.10⁹ m³/an sont consommés par l'E.D.F.).

Non seulement les ressources en eaux en Tunisie sont très faibles, mais en plus leur exploitation pose trois problèmes majeurs:

- Le caractère orageux des pluies, ce qui nécessite la construction de barrages.
- La mauvaise répartition spatiale des ressources entre le Nord, le Centre et le Sud, ce qui nécessite la construction d'ouvrages de transport (canaux, conduites).
- La salinité relativement élevée des eaux, ce qui nécessite soit des mélanges avec des eaux plus douces soit le dessalement des eaux saumâtres.

En tout cas, ces problèmes rendent encore plus coûteuse l'exploitation de nos ressources en eaux. Par ailleurs, un large programme visant la réutilisation des eaux usées traitées est en cours.

Ainsi, plus que 30 millions de m³ sont actuellement réutilisés pour l'irrigation de 6000 ha (principalement dans les Gouvernorats de Monastir, de Sousse et de l'Ariana). En outre, une partie des eaux usées traitées sert à la recharge artificielle des nappes d'eaux souterraines (site d'oued Souhil dans le Gouvernorat de Nabeul).

Notons aussi qu'une partie des eaux mobilisées se perd pour diverses raisons, dont la vétusté des réseaux de distribution et la non adaptation des modes d'irrigation. Afin de limiter ces pertes en eau, les autorités encouragent les agriculteurs à adopter les techniques d'économie d'eau pour l'irrigation de leurs cultures. De même, la SONEDE a mis au point un programme pour réduire le taux de perte en eau de son réseau à environ 25%.

2.2.2. Les ressources en eaux de surface

Nos ressources exploitables en eaux de surface sont estimées en moyenne à 2700 millions de m³ par an. Ce potentiel est lié à 85% aux eaux des oueds dont les lits se remplissent lors des périodes pluvieuses de l'automne, de l'hiver et du printemps. L'écoulement de base en eaux de

surface représente 15% de ce potentiel (d'après le Ministère de l'Environnement et de l'Aménagement du Territoire: Rapport National sur "*L'état de l'Environnement*", 1995).

L'utilisation des eaux de surface pour l'alimentation en eau potable présente quelques inconvénients : une température variable en fonction des saisons, un traitement est nécessaire, une composition chimique qui la rende moins agréable à boire. Néanmoins, on fait appel en Tunisie à ces eaux parce qu'elles ont quelques avantages : plus abondantes que les eaux souterraines et plus de facilité de prise.

La salinité moyenne-des apports de l'écoulement de base est relativement élevée: elle atteint en moyenne 2 g/l. Quant aux apports de crues, ils sont de meilleure qualité avec une salinité moyenne de l'ordre de 1 g/l. Toutefois, nous remarquons que les eaux de surface saumâtres (salinité supérieure à 3 g/l.) restent localisées:

- Pour le Nord, au niveau des oueds de Mellègue et Tessa,
- Pour le Centre, ce sont les écoulements de base de l'oued Zéroud qui ont la salinité la plus élevée avec 4,6 g/l alors que les eaux des crues sont caractérisées par une salinité inférieure à 2 g/l.

Pour le Sud, les apports de base des eaux de surface ont une salinité de l'ordre de 4 à 5 g/l, alors que les apports des crues ont une salinité de l'ordre de 1,5 g/l.

2.2.3. Les ressources en eaux souterraines

Les eaux souterraines sont les eaux des nappes : couches de terrains perméables saturés d'eau. Nous distinguons deux catégories de nappes:

- Les nappes phréatiques (ou nappes de surface) elles sont à moins de 50 mètres de profondeur et généralement séparées de la surface par quelques couches de terrains perméables. Selon les régions, la profondeur varie de quelques mètres à 20 à 30 mètres. Ces nappes sont alimentées principalement par infiltration à partir de la surface ou par écoulement souterrain.

- Les nappes profondes (ou nappes captives) : leurs gisements sont situés à plus de 50 mètres de profondeur et parfois même à plus de 2500 m de profondeur dans le Sud du pays. Ces nappes sont alimentées principalement par écoulement souterrain.

Le potentiel en e aux souterraines est évalué à 1 900 millions de m³ par an, se répartissant entre : 700 millions de m³ par an, à partir des nappes phréatiques, et 1 200 millions de m³ par an, à partir des nappes profondes. Globalement, les nappes phréatiques sont actuellement surexploitées avec 760 millions de m³ pompés par an. L'exploitation des nappes profondes atteint environ 1 000 millions de m³ par an, le reste le sera très prochainement suite à la réalisation des forages prévus (d'après le Ministère de l'Environnement et de l'Aménagement du Territoire: Rapport National sur "*L'état de l'Environnement*", 1995).

L'exploitation de ces eaux souterraines se fait à l'aide de : 76 000 puits de surface, 76 sources, et plus de 320 forages jaillissants et 2000 forages pompés.

Les nappes phréatiques sont caractérisées dans leur ensemble par des salinités variant de moins de 1,5 g/l à plus de 5 g/l. Ce sont les nappes côtières qui détiennent le degré de salinité le plus élevée, atteignant et même dépassant les 6 g/l. Quant aux nappes profondes, elles sont caractérisées par une salinité variant de moins de 1,5 g/l à 3 à 5 g/l. Certaines nappes profondes du Centre et du Sud notamment se distinguent par le caractère saumâtre de leurs eaux (nappe profonde de Sfax dans la zone avale, nappe du complexe terminal à Djerba, Zarzis et Ben Gerdane).

Compte tenu de la surexploitation des nappes de surface, la recharge artificielle des nappes d'eaux souterraines a été intégrée dans la stratégie décennale de développement des ressources en eau en Tunisie. Ainsi, la recharge artificielle a permis de recharger plusieurs nappes

réparties à travers le pays : Teboulba, Békalta, Mornag, Mateur, Ras Jebal, Grombalia, Nadhour, Oued Siliana et Kairouan.

En outre, une partie des eaux usées traitées est actuellement utilisée pour la recharge artificielle des nappes d'eaux souterraines, par exemple au site d'Oued Souhil dans le Gouvernorat de Nabeul.

2.3. Captage des Eaux de Surface

Compte tenu du caractère orageux des pluies en Tunisie, la mobilisation des eaux de surface se fait essentiellement par les barrages et les lacs collinaires. Sur le potentiel annuel de 2 700 millions de m³ d'eaux de surface, seuls 2 100 millions de m³ sont mobilisables par les barrages et les barrages collinaires, le reste, c'est à dire 600 millions de m³ par an, ne pouvant être mobilisé que par les lacs collinaires et les ouvrages de C.E.S (Conservation des Eaux des Sols).

Afin de mobiliser la totalité des eaux de surface d'ici l'an 2002, la stratégie nationale de développement des ressources a prévu la réalisation de : 21 grands barrages, 205 petits barrages (ou barrages collinaires), 1400 lacs collinaires et 400 ouvrages de C.E.S.

Actuellement, la réalisation de ces différents ouvrages est presque terminée.

Un barrage est un ouvrage (ou obstacle) qui permet de retenir l'eau dans le lit d'un oued en cas de crue et constituer (ou stocker) ainsi une réserve d'eau (c'est la retenue du barrage). Un barrage peut avoir un ou plusieurs objectifs : le stockage de l'eau, la protection contre les inondations, la production de l'énergie hydro-électrique ou l'alimentation de la nappe.

On distingue plusieurs types de barrages (voir schémas dans la page suivante) : barrage poids, barrage à contreforts multiples (barrage Ben Métir), barrage voûte (barrage Kasseb), barrage à voûtes multiples (barrage Mellègue), barrage en terre (barrages de Sidi Salem, Sidi Sâad, Nébhana, Joumine, Sejnane, Siliana, Ghézala, Bir Mchargua, El Houareb, etc.) ou barrage en enrochement. (voir figure 2.4)

Les barrages souples (constitués d'une digue en terre ou en enrochement) sont actuellement les plus réalisés puisqu'ils sont les moins coûteux. Néanmoins, ces types de barrages où sont utilisés des matériaux locaux, nécessitent : un écran ou un noyau imperméable en argile (pour limiter les fuites), un évacuateur de crues (pour éviter le débordement du barrage au-dessus de la digue), un réseau de drainage des eaux à travers la digue et un traitement spécial de la fondation (pour limiter l'infiltration des eaux).

Une prise d'eau (accessible par une passerelle à partir du barrage ou non accessible, visible ou inondée dans la retenue) doit être prévue au milieu de la retenue pour le prélèvement d'eau.

Cette prise d'eau doit être munie d'au moins deux ouvertures (une au niveau d'eau haut dans la retenue pour les prélèvements d'eau en hiver, et une au niveau bas pour les prélèvements en été), qui sont équipées par des vannes, et des conduites souterraines pour acheminer l'eau jusqu'à destination. Il faut aussi prévoir une chambre de manœuvre des vannes (manœuvre électro.-mécanique et manœuvre manuelle de sécurité) ainsi que des vannes de sécurité.

2.4. Captage des Eaux Souterraines

Comme nous l'avons mentionné, une nappe est une couche de terrain perméable qui est saturée d'eau. L'exploitation des eaux souterraines dépend principalement du type de nappe.

2.4.1. Exploitation des nappes phréatiques

Les nappes phréatiques (ou nappes de surface), à cause de leurs présences très proches de la surface de la terre (une profondeur inférieure à 50 mètres), sont généralement caractérisées par une eau à la pression atmosphérique : l'eau est en contact avec l'atmosphère à travers les grains des couches supérieures perméables (généralement sableuses).

L'exploitation de ces nappes se fait généralement à l'aide de puits: ouvrages de 3 à 5 mètres de diamètre et de profondeur allant jusqu'à 30 mètres.

Quand un débit d'eau Q est pompé à partir d'une nappe phréatique, au bout d'un certain temps, un régime d'équilibre va s'établir entre la nappe et le puits qui va se traduire par un abaissement de la hauteur d'eau dans le puits jusqu'à une valeur h inférieure à la hauteur initiale H . La différence $(H-h)$, désignée par s , prend le nom de rabattement de la nappe.

Ce rabattement dépend du débit pompé, du rayon du puits, de l'épaisseur et la perméabilité de la nappe. La formule de Dupuit nous donne une relation entre toutes ces grandeurs :

$$Q = \frac{K \cdot \Pi \cdot (H + h) \cdot s}{Ln \frac{R}{r}}$$

Dans laquelle Q est le débit pompé (en m^3/s), K est la perméabilité de la nappe (en m/s), H et h sont les hauteurs d'eau dans la nappe avant et après pompage respectivement (en m), r est le rayon du puits (en m), R est le rayon d'action du puits (c'est la distance entre l'axe du puits et le point où l'influence du pompage ne se fera pas sentir, en m) et s est le rabattement (en m). (voir figure 2.2).

2.4.2. Exploitation des nappes profondes

Les nappes profondes (ou captives), à cause de leur grande profondeur (allant jusqu'à 2500 mètres), sont généralement caractérisées par une eau à une pression supérieure à la pression atmosphérique. Ainsi, l'eau de ces nappes peut éventuellement jaillir toute seule et atteindre le niveau du sol sans aucun pompage.

L'exploitation de ces nappes se fait généralement à l'aide de forages tubés de faible diamètre (soit environ de 25 et 34 centimètres).

Les forages sont entièrement exécutés à partir de la surface par des foreuses : par percussion (battage) ou rotation, à sec ou avec injection de l'eau ou de la boue pour faciliter le forage.

Dans une nappe captive, le rabattement s est défini comme étant l'abaissement de la pression d'une valeur initiale H à une pression inférieure h . Dans ce cas, la formule de Dupuit s'écrit:

$$Q = \frac{2 \cdot K \cdot \Pi \cdot e \cdot s}{Ln \frac{R}{r}}$$

Dans laquelle e est l'épaisseur de la nappe (en m). Notons que, pour les nappes captives, le produit de la perméabilité K par l'épaisseur e s'appelle la transmissivité : $T = K \cdot e$ (en m^2/s) (voir figure 2.3).

Notons que les différentes nappes en Tunisie font l'objet d'études et d'un suivi continu de la part du Ministère de l'Agriculture. En effet, exploitation d'une nappe, l'exécution de nouveaux forages ou puits et l'augmentation des débits pompés nécessitent des études détaillées préalables dont les objectifs sont:

- de ne pas surexploiter la nappe, pour éviter les risques de la vider, d'augmenter énormément le rabattement et de salinisation des nappes côtières, etc. Il faut alors déterminer la capacité de la nappe (son taux d'alimentation).
- de bien choisir l'emplacement des nouveaux forages pour ne pas perturber le fonctionnement des forages existants (abaissement des pressions et/ou des débits). Les nouveaux forages doivent être exécutés en dehors des rayons d'action des anciens forages.

La modélisation hydrogéologique des nappes est actuellement le meilleur moyen disponible qui permet de répondre à toutes ces questions. En effet, le modèle, après une phase de calage

sur des mesures in-situ, permet de prévoir le comportement de la nappe suite à n'importe quelle sollicitation (augmentation des débits, nouveaux forages, etc.).

Chapitre 3 : ADDUCTION DES EAUX

3.1. Types d'adduction

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution.

On distingue généralement deux types d'adduction:

- adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la cote source est supérieure à la cote du réservoir.
- adduction par refoulement (écoulement en charge seulement) par pompage en utilisant une station de pompage.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge.

Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu :

- faible pente et sensiblement constante
- les aqueducs ne doivent pas se mettre en charge
- longueurs des aqueducs généralement grandes
- faible vitesse donc grande section transversale
- systèmes particuliers selon topographie naturelle: sur arcades, en siphon, en tunnel, ..
- des pertes possibles d'eau: évaporation, infiltration possible
- qualité des eaux: possibilité de drainage de la pollution

Citons à ce propos deux exemples typiques d'aqueducs en Tunisie:

- l'aqueduc Romain, d'environ 130 Km de long, dont l'objectif est d'amener les eaux de Zaghuan vers Carthage. Il alimentait les habitants de Carthage en eau, ses vestiges sont encore visibles.

-le canal Medjerdah-Cap Bon qui va du barrage Laroussia sur l'Oued Medjerdah jusqu'à Belly, soit environ 140 Km de long. Il a pour objectif de ramener les eaux du Nord principalement vers la région de Tunis et le Cap Bon, avec un débit maximum de 16 m³/s.

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression.

Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs
- l'eau est isolée du milieu extérieur: moins de pertes et pas de risque de pollution
- pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs.

3.2. Adduction gravitaire en charge

3.2.1. Charge hydraulique

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

$$H = \alpha \frac{U^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + z$$

Où U est la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (= débit / section), en m/s

P est la pression moyenne dans la conduite, en Pa

g est l'accélération de la pesanteur ($= 9,81 \text{ m/s}^2$)

z est la cote moyenne de la conduite, en m

ρ est la masse volumique de l'eau (1000 Kg/m^3)

α est un coefficient dû à la non homogénéité des vitesses dans la section ($=1,05$), nous le prendrons, dans la suite, égal à 1.

Soit H_1 la charge hydraulique dans la section S_1 et H_2 dans la section S_2 , le théorème de Bernoulli, pour un fluide réel, permet d'écrire :

Où J (noté aussi ΔH) représente la perte de charge totale entre la section S_1 et S_2 . Ces pertes de charge sont en réalité de deux types :

- perte de charge linéaire (ou répartie sur toute la longueur de la conduite): due aux flottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations.

- perte de charge singulière (ou locale): due aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation.

3.2.2. Perte de charge linéaire

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

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

Soit une perte de charge par mètre de longueur de la conduite: $j = \frac{\lambda U^2}{D 2g}$

Où L est la longueur totale de la conduite (en m) et λ est le coefficient de perte de charge. Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds ($Re = U D / \nu$) et de la rugosité relative ks / D , ks étant la rugosité de la conduite et ν est la viscosité cinématique de l'eau (pour l'eau, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$).

Les expressions de $\lambda = f(Re \text{ et/ou } ks/D)$ proposées (Poiseuille en laminaire, Prandtl en turbulent lisse et Nikuradse en turbulent rugueux, ...) sont représentées par le diagramme logarithmique de Moody (voir figure).

Des tables de perte de charge linéaire sont données dans l'ANNEXE 3.2. Ces tables donnent les valeurs de $j = f(D, ks, Q)$.

3.2.3. Perte de charge singulière

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissements, rétrécissements, diaphragmes, ...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, dérivations, robinets, vannes,...). Ces singularités se comportent comme des "ouvrages courts" et provoquent des pertes de charges locales.

La perte de charge locale (notée ΔH_l) provoquée par ces singularités peut généralement se

mettre sous la forme : $\Delta H_l = K \frac{U^2}{2g}$

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

Signalons aussi que, dans les réseaux industriels, les pertes de charges singulières sont généralement négligeables devant les pertes de charges linéaires, compte tenu de la longueur importante de ces canalisations.

3.2.4. Ligne piézométrique et ligne de charge

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

$$\text{Avec } H^* = \frac{P}{\rho g} + z \text{ et } H_d = \frac{U^2}{2g}$$

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

. Ligne piézométrique :

La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique H^* en fonction de x (le long d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement), est appelée la ligne piézométrique.

. 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 $(U^2 / 2g)$.

La perte de charge J (ou ΔH) 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 $(U^2 / 2g)$ reste généralement faible par rapport à la charge statique.

3.2.5. Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge

La plupart des écoulements industriels se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, où l'expression du coefficient de perte de charge λ devient indépendante du nombre de Reynolds (formule de Nikuradse, voir ANNEXE) : $\lambda = f(ks/D)$. L'expression de la perte de charge linéaire J devient alors, pour les conduites circulaires et en introduisant le débit Q :

$$J = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2 \text{ soit sous la forme } J = R \cdot Q^2$$

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

La courbe J en fonction de Q^2 fournit donc la caractéristique de cette conduite.

3.2.6. Calcul des réseaux de conduites

Dans un réseau d'adduction ou de distribution, nous pouvons rencontrer des conduites placées en série et/ou des conduites placées en parallèle.

. Conduites en série:

Les conduites en série sont traversées par le même débit. La perte de charge totale étant la somme des pertes de charge linéaires et singulières.

. Conduites en parallèle :

Les conduites en parallèles ont la même perte de charge. Le débit total traversant toutes les conduites est la somme des débits.

3.3. Adduction par refoulement

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

3.3.1. Caractéristiques des pompes

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatoire). Une station de pompage 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.

Chaque groupe élévatoire est constitué d'un moteur et d'une pompe. Le moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel).

Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe sont le débit Q , la hauteur de refoulement H , la puissance absorbée P_a , le rendement η et, éventuellement, la capacité d'aspiration NPSH (Net Positive Suction Head).

*La hauteur de refoulement H est la charge (en mètres de colonne d'eau) donnée à l'eau par la pompe: $H = H_R - H_A$

H_A étant la charge hydraulique à l'entrée de la pompe et H_R est la charge hydraulique à la sortie de la pompe.



*La puissance P_a absorbée par la pompe (en Joules/s ou en Watts) est égale au travail effectué par la pompe, pendant l'unité de temps, pour élever le débit d'eau Q (en m^3/s) à une hauteur de refoulement H (en m).

*Le rendement de la pompe η (sans parler de celui du moteur) est égal au rapport de la puissance fournie P_f sur la puissance absorbée P_a . Le rendement η est toujours inférieur à 1, comme dans tout système de transformation d'énergie.

$$\eta = \frac{P_f}{P_a} \text{ avec } P_f = \rho g Q H, \text{ ce qui donne : } P_a = \rho g Q H / \eta$$

Où g est l'accélération de la pesanteur ($= 9,81 \text{ m/s}^2$) et ρ est la masse volumique de l'eau ($=1000 \text{ Kg/m}^3$)

*La capacité d'aspiration NPSH disponible est la charge absolue à l'aspiration (en m):

$$\text{NPSH} = H_A = P_{\text{atm}} - H_{\text{ga}} - J_a$$

Où P_{atm} est la pression atmosphérique (10 m), H_{ga} est la hauteur géométrique d'aspiration et J_a est la perte de charge dans la conduite d'aspiration.

Ces caractéristiques d'une pompe sont généralement présentées sous forme de courbes en fonction du débit Q : $H = f(Q)$; $P = f(Q)$; $\eta = f(Q)$ et, éventuellement, $\text{NPSH} = f(Q)$.

En cas de besoin, dans un réseau d'adduction, nous pouvons utiliser des pompes en série (pour augmenter la hauteur de refoulement) ou des pompes en parallèle (pour augmenter le débit).

3.3.2. Amorçage des pompes

Quand la conduite d'aspiration est remplie d'air, il est impossible que la pompe puisse aspirer l'eau d'elle même. Il est alors nécessaire de prévoir un dispositif pour créer l'amorçage du pompage d'eau, donc de chasser l'air pour que l'eau puisse venir prendre sa place.

Les principaux modes d'amorçage des pompes sont les suivants:

. Amorçage par remplissage:

Il s'agit de remplir la pompe et la conduite d'aspiration avec de l'eau, l'air est chassé et la pompe peut être mise en marche. Un by-pass permet de faire ce remplissage à partir de l'eau

contenue dans la conduite de refoulement. Cette opération exige une intervention manuelle et la présence d'un clapet à l'extrémité de la conduite d'aspiration.

.Amorçage par pompe à vide

Il consiste à faire le vide dans la canalisation d'aspiration au moyen d'une pompe à vide spéciale, indépendante de la pompe de relèvement d'eau. L'air est ainsi aspiré, la conduite d'aspiration se remplit alors d'eau, et la pompe peut être démarrée.

. Amorçage sous pression:

Il s'agit de maintenir la conduite d'aspiration et la pompe toujours, même à l'arrêt, pleines d'eau en plaçant la pompe à un niveau inférieur au niveau d'eau minimal dans le réservoir d'aspiration. Ce mode d'amorçage est très simple et ne fait appel à aucun appareillage particulier. Il est à conseiller chaque fois qu'il est possible à réaliser.

. Amorçage par noyade

Il s'agit de placer la pompe, quand elle est destinée à fonctionner noyée, à un niveau situé au-dessous du niveau d'eau dans l'ouvrage de captage. Ainsi, la pompe est toujours pleine d'eau et toujours amorcée. Elle peut donc démarrer sans aucun artifice. Ce mode d'installation de la pompe n'est valable que pour les pompes axiales.

3.4. Eléments particuliers des réseaux d'adduction

3.4.1. Types de tuyaux

Les tuyaux les plus couramment utilisés pour l'adduction sont en acier, en béton armé et en béton précontraint. En ce qui concerne les conduites de distribution, on utilise généralement des tuyaux en fonte, en amiante-ciment et en matière plastique.

Les tuyaux en plomb, en cuivre et en plastique sont utilisés en branchements et dans les installations intérieures sanitaires.

. Tuyaux en acier:

C'est de l'acier doux, soudable (possibilité de soudure des raccordements et bifurcations). Les tuyaux peuvent être obtenus soit par laminage soit par soudage (demi-cylindres ou tôle en hélice). L'acier nécessite un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille: anti-corrosion).

Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 16 m. Les diamètres disponibles sont de 0,150 m à 1,00 m avec des épaisseurs de 3 à 9 mm. La pression de service varie de 40 à 60 bars.

. Tuyaux en béton armé:

Ces tuyaux sont fabriqués par centrifugation ou coulés debout (seulement pour les grands diamètres). Les longueurs de tuyaux varient de 4 à 6 m. Les diamètres disponibles sont de 0,300 m à 1,00 m. La pression de service varie de 1,5 à 2 bars.

. Tuyaux en béton précontraint:

Ces tuyaux sont, en général, précontraints dans deux sens : une précontrainte longitudinale et une précontrainte dans le sens des spires. Les longueurs de tuyaux varient de 3 à 6 m, selon les diamètres. Le plus petit diamètre de ces tuyaux est 0,400 m et le plus grand pouvant atteindre 3,00 m. La pression de service pouvant atteindre 20 bars.

. Tuyaux en fonte:

La fonte grise est le matériau le mieux adapté à l'établissement des conduites enterrées, par sa longévité. Les tuyaux en fonte sont très robustes, résistants à la corrosion mais fragiles.

Ensuite, la fonte ductile a été découverte (nouveau procédé de fabrication avec addition au moment de la coulée d'une très faible quantité de Magnésium), qui n'est plus fragile. Ce métal a des résistances analogues au tuyau acier.

Ces tuyaux nécessitent aussi un revêtement intérieur (à base de bitume ou de ciment) et un revêtement extérieur (par la soie de verre noyée dans un bitume de houille: anti-corrosion).

La longueur utile des tuyaux est de 6 m. Tous les diamètres sont disponibles, de 0,060 m jusqu'à 1,250 m. La pression de service varie de 40 à 60 bars. Ces tuyaux ont une rugosité (ks) de 0,1 mm.

· **Tuyaux en amiante-ciment:**

Dans ce type de tuyaux, les fibres d'amiante remplissent le rôle d'armatures d'une manière analogue aux armatures en acier d'un tuyau en béton armé. Toutefois, ces tuyaux, quoique très résistants, restent fragiles. Ces tuyaux sont fabriqués par enroulement continu, avec compression, de couches successives très minces (0,2 mm) composées d'un mélange d'amiante en fibres et de ciment autour d'un mandrin d'acier.

La longueur utile des tuyaux en amiante-ciment varie de 4 à 5 m. Les diamètres disponibles sont de 0,040 m à 0,800 m. La pression de service varie de 5 à 25 bars suivant la classe de résistance (4 classes sont fournies: 0+5; 5+8 ; 8+12 et 12+25 bars). Ces tuyaux ont aussi une rugosité (ks) inférieure à 0,1 mm.

· **Tuyaux en matière plastique**

On distingue les tuyaux rigides et les tuyaux semi-rigides.

- Les tuyaux rigides sont en " polychlorure de vinyle non plastifié " (ou PVC). Ils sont fabriqués par longueurs de 5 à 6 m et en 3 classes de pression: 6; 10 et 16 bars.

-Les tuyaux semi-rigides sont en polyéthylène et se présentent sous forme de couronnes de 25,50 et 100 m de longueur. Ces tuyaux sont de plus en plus utilisés: très souples, très légers, faciles à poser, de faible rugosité.

On n'en fabrique que les petits diamètres, le diamètre intérieur maximal étant de 0,375 m.

Signalons que, dans le cas où les tuyaux en acier sont enterrés, il faut bien les protéger contre la corrosion externe, en plus de la protection contre la corrosion interne. La corrosion externe est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit avec la nature du sol (corrosion par formation de pile: les terrains argileux et humides sont anodiques et les terrains sableux et secs sont cathodiques) soit avec les installations électriques à courant continu situées au voisinage du réseau (corrosion par électrolyse). Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation. En plus du revêtement externe, et pour plus de sécurité, on procède aussi à la protection cathodique: par anode réactive ou par soutirage du courant.

3.4.2. Choix des diamètres

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées.

Pour élever un débit Q à une hauteur H_g donnée on peut, a priori, utiliser une conduite de diamètre quelconque, il suffit de faire varier la puissance de la station de pompage. En effet, plus le diamètre est petit, plus la perte de charge J sera grande, plus la puissance fournie par la pompe est grande. Il existe donc un diamètre économique pour la conduite de refoulement résultant d'un compromis entre les deux tendances contradictoires suivantes :

- les frais d'achat et de pose de la conduite F_a qui augmentent quand le diamètre de la conduite augmente.

- les frais de fonctionnement de la station de pompage F_e qui décroissent quand le diamètre augmente, par suite de la diminution de la perte de charge.

Si on adopte donc un grand D , F_a est grand et F_e est faible. Au contraire, si on adopte un petit D , F_a est plus faible mais F_e est plus grand.

Le diamètre *le plus économique* (ou optimal) est alors donné par les dépenses totales minimales ($F_a + F_e$ actualisé)

Quelques formules donnant le diamètre économique ont aussi été proposées. Sans les citer toutes, nous présentons la formule proposée par Bresse :

$$D = 1,5\sqrt{Q} \text{ dans laquelle } Q \text{ en } m^3/s \text{ et } D \text{ en m.}$$

C'est une formule remarquablement simple et, bien qu'elle soit très ancienne, elle est encore utilisée de nos jours pour une évaluation rapide du diamètre économique.

Il résulte de cette formule que la *vitesse moyenne la plus économique* dans une conduite de refoulement est d'environ $0,60 \text{ m/s}$.

3.4.3. Dispositions particulières

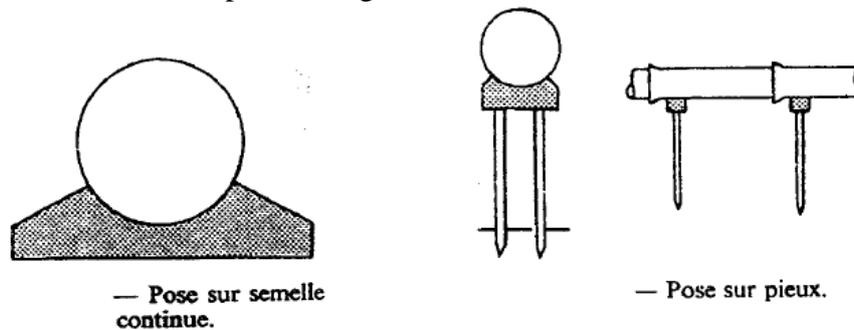
. Pose des conduites :

Les conduites peuvent être posées en terre, en élévation au-dessus du sol, en galerie, sur des ouvrages d'arts ou même dans le lit d'une rivière.

La pose en terre constitue le mode de pose le plus souvent utilisé. Elle permet en effet d'avoir une eau relativement fraîche en été. Il s'agit de placer la conduite dans une tranchée de largeur suffisante (minimum $0,60 \text{ m}$). Une distance variant de $0,60$ à $1,20 \text{ m}$ doit être gardée entre le niveau du sol et la génératrice supérieure du tuyau.

Le fond de la fouille est recouvert d'un lit de pose (gravier ou pierre cassée) de $0,15$ à $0,20 \text{ m}$ d'épaisseur. La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à $0,30 \text{ m}$ au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre purgée de pierre. Le remblaiement est achevé avec du tout venant.

Si la conduite traverse des terrains marécageux, il faut prévoir, sous le tuyau, une semelle continue en béton armé ou des pieux atteignant le bon sol.



Lorsqu'il faut franchir une rivière ou un canal, la conduite peut emprunter le caniveau ordinairement réservé sous le trottoir d'un pont route, s'il existe. Un siphon peut aussi être utilisé pour traversée un canal ou une rivière (exemple: le siphon qui traverse le canal de Bizerte pour alimenter la ville, le pont est en effet mobile).

Notons aussi qu'il faut procéder à l'épreuve des tuyaux d'une conduite primitivement posée. Il s'agit d'un essai visant à vérifier la stabilité de la conduite ainsi que l'étanchéité des joints, sous une pression de service majorée de 50% de sécurité.

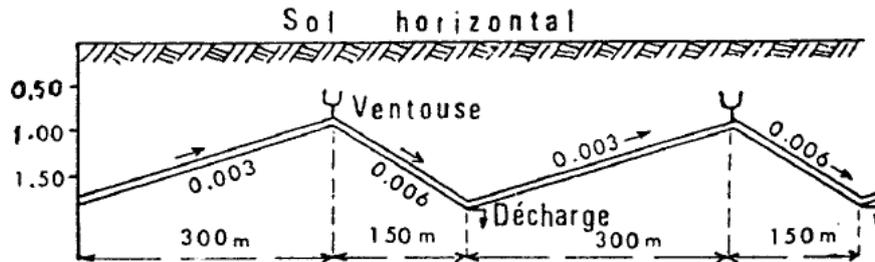
. Le tracé des conduites :

Il faut chercher le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Le tracé empruntera, de préférence, l'accotement des routes et chemins, ce qui facilitera l'accès durant le chantier et en cas de réparations éventuelles. Pour les conduites de gros diamètre, il sera difficile, toutefois, d'éviter le passage sur des terrains particulier.

Les tracés comportant des profils horizontaux sont à éviter: formation de bouchons d'air pouvant perturber l'écoulement. Il est, en effet préférable d'avoir un profil comportant des montées lentes et des descentes rapides.

Une ventouse automatique est nécessaire au point haut du tracé: évacuation de l'air dissous et en cas de remplissage de la conduite, et entrée d'air à la vidange de la conduite.

Une décharge (une vanne manuelle) est aussi nécessaire au point bas du tracé pour permettre la vidange de la conduite.



Si la longueur de la conduite est importante, il faut aussi prévoir quelques vannes de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles.

N'oublions pas non plus de prévoir des clapets de retenue (qui assure le passage de l'eau dans un seul sens) à l'aval des pompes, pour éviter la vidange du réservoir de refoulement.

Si certains tronçons du tracé sont soumis à des fortes pressions, on peut installer un brise charge (ou réducteur de pression): c'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau.

3.4.4. Débit d'adduction

Le débit d'adduction est déterminé par la demande en eau potable de l'agglomération à desservir. Soit Q_{jmax} la consommation journalière maximale de l'agglomération (on le notera aussi C). Ce débit correspond à un débit horaire moyen consommé Q_{hmoy} (on le notera aussi a) donné par l'expression suivante: $Q_{hmoy} = Q_{jmax} / 24$ (ou encore $a = C / 24$)

Le débit de calcul de l'adduction dépend souvent du type d'adduction adopté.

. *Adduction gravitaire:*

Dans le cas d'une adduction gravitaire (quand il s'agit d'eau provenant d'une station de traitement ou d'une autre source propre), le débit d'adduction est simplement le débit horaire moyen de la journée de pointe, soit Q_{hmoy} (ou a).

Le calcul hydraulique se fait alors avec ce débit: le choix du diamètre de la conduite, le calcul de la perte de charge, le calcul du volume du réservoir situé à l'aval de la conduite d'adduction,...

. *Adduction par refoulement:*

Dans le cas d'une adduction par refoulement (quand il s'agit d'eau provenant d'un réseau de puits de captage ou d'une station de traitement), il est recommandé d'étaler le débit fourni sur les 24 heures de la journée. Le débit de refoulement sera alors constant et égal à Q_{hmoy} .

Dans quelques situations nous sommes amenés à adopter un débit variable de la station de pompage. Ceci permet en effet, comme nous allons le voir plus loin, de réduire le volume du réservoir nécessaire (ce qui est important surtout dans le cas d'un réservoir surélevé).

Le débit horaire maximum fourni par la station de pompage dépend donc du régime de fonctionnement choisi, il est en général compris entre Q_{hmoy} (pour un pompage uniforme) et $2,4.Q_{hmoy}$ (pour un pompage de nuit seulement, ou un pompage variable).

Le calcul hydraulique se fait alors avec le, débit horaire maximum fourni par la station de pompage: le choix du diamètre de la conduite, le calcul de la perte de charge, le calcul de la hauteur de refoulement des pompes, le calcul de l'anti-bélier, le calcul du volume des réservoirs situés à l'amont et/ou à l'aval de la conduite d'adduction, ...

Chapitre 4 : DISTRIBUTION DES EAUX

4.1. Les réservoirs de distribution

4.1.1. Rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol : réservoirs enterrés et réservoirs surélevés.

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types : réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau) et réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

- Un réservoir est un *régulateur de débit* entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

- Un réservoir est un *régulateur de pression* en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé,...

Si la cote du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un *élément de sécurité* vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,...).

- Un réservoir a une fonction *économique*, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, pompes refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

- Un réservoir est un *point test*, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) et de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

Compte tenu des multiples fonctions d'un réservoir, il reste très souvent difficile et surtout coûteux de lui trouver un substitut complet. Certes, l'eau peut être injectée directement dans le réseau avec des débits variables selon les besoins, avec un système de gestion en temps réel de la station de pompage (automatisation du fonctionnement). De nombreuses villes d'Europe et d'Amérique ont des réseaux sans réservoirs (Chicago, Leningrad, Toulouse, Anvers,...). En Tunisie, actuellement, toutes les villes sont alimentées par des réservoirs.

Un réservoir n'est donc pas indispensable, mais il reste la solution la plus économique.

4.1.2. Emplacement géographique des réservoirs

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le

débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (de 1,5 à 3,5), la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour. .

Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une distribution étagée.

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action. Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement).

Dans quelques cas, on peut adopter, en même temps, les deux types de réservoirs: réservoir semi-enterré et réservoir surélevé (ou château d'eau). Le réservoir semi-enterré est alimenté par la station de traitement, avec ou sans pompage, avec un débit constant Q_{hmoy} . Le château d'eau, situé avant la distribution, est alimenté par une autre station de pompage (SP2) qui fonctionne à débit variable. L'adoption de ce type de schéma permet de limiter le volume nécessaire du réservoir sur tour.

En fait, ce n'est qu'après une étude économique approfondie et compte tenu des conditions locales (surtout le relief) que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement du réservoir et, éventuellement, de la station de pompage, étude dans laquelle entreront les coûts des conduites, du pompage et de construction du réservoir. (voir figure 4.1)

4.1.3. Altitude des réservoirs

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante " H_{min} " en tout point du réseau de distribution, en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé). L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à H_{min} . C'est la cote du radier du réservoir qui est prise en compte, ce qui correspond au cas d'alimentation le plus défavorable (le réservoir est alors presque vide).

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir.

La valeur de cette cote et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique). (voir figure 4.2).

Notons aussi que, pour les châteaux d'eau, et pour des raisons économiques, on doit éviter des surélévations H_R supérieures à 40 m. Le cas échéant, on peut augmenter les diamètres de quelques conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et limiter la surélévation nécessaire.

4.1.4. Volume des réservoirs

Différentes méthodes sont utilisées pour le calcul de la capacité utile des réservoirs.

. *Calcul forfaitaire:*

On prend, forfaitairement, une capacité des réservoirs égale à:

- . 100% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune rurale.
- . 50% de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une commune urbaine.
- . 25 % de la consommation journalière maximale de l'agglomération, dans le cas d'une grande ville.

. Calcul à partir des courbes d'alimentation et de distribution:

La capacité des réservoirs est déterminée à partir des courbes de variation, en fonction des heures de la journée la plus chargée, des débits d'alimentation des réservoirs (provenant de la station de pompage ou de la station de traitement) et des débits sortant des réservoirs (distribués ou, éventuellement, aspirés par une autre station de pompage).

Le principe de calcul est simple : On trace, sur 24 h, les courbes de volumes cumulés $V_a(t)$ provenant de l'alimentation et $V_c(t)$ correspondant à la consommation. On trace ensuite la courbe [$V_a(t) - V_c(t)$]. (voir figure 4.3)

Le volume minimum nécessaire des réservoirs V_0 sera alors égal à la somme, en valeurs absolues, de la plus grande valeur et la plus petite valeur (négative) de cette différence.

Cette méthode, très précise, suppose que l'on dispose de statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe, ce qui est très difficile surtout pour les villes qui ne sont pas encore alimentées.

. Calcul approximatif:

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation des débits distribués, avec des simplifications concernant, principalement, une approximation par paliers de la courbe de consommation.

Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs [$q_a(h)$] :

- Soit une adduction continue de débit horaire constant égal à a ($= Q_{jmax} / 24$),
- Soit un pompage de nuit (de durée 10 h seulement: de 20 h à 6 h) de débit horaire égal à $2,4.a$ ($= Q_{jmax} / 10$),
- Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

En ce qui concerne la variation horaire de la consommation, elle varie selon l'importance de l'agglomération. Le coefficient de pointe horaire augmente quand la ville devient plus petite.

Les valeurs adoptées sont généralement 1,5 pour une très grande ville, entre 2 et 2,5 pour une ville moyenne, et pouvant atteindre 3,5 pour une petite ville. Selon l'importance de l'agglomération, il faut alors choisir un régime de variation de la consommation [$q_c(h)$] et en déduire le volume des réservoirs.

Dans l'ANNEXE 4.1, nous présentons des exemples de calcul du volume des réservoirs pour quelques variantes d'adduction.

Notons que, dans ces calculs, il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. En effet, tout réservoir doit comporter aussi une réserve d'incendie, qui doit être disponible à tout moment. La réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 pour chaque réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 h).

Pour les agglomérations à haut risque d'incendie, la capacité à prévoir pour l'incendie pourrait être supérieure à 120 m^3 . Pour les grandes villes, le volume d'incendie est généralement négligeable par rapport au volume total des réservoirs.

Enfin, nous signalons qu'il faut répartir le volume nécessaire sur au moins deux réservoirs (ou cuves indépendantes), pour plus de sécurité dans la distribution et pour prévoir la possibilité de nettoyage des cuves.

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

250 ; 500; 1000; 1500; 2000; 3000 ; 5000; 7500; 10000; 12000; 15000 et 20 000 m³.

A cause des frais élevés exigés par la construction, l'exploitation et l'entretien des châteaux d'eau, leur volume dépasse rarement 1000 m³. Un bon ajustement du régime de pompage ou, éventuellement, l'utilisation simultanée d'autres réservoirs semi-enterrés, nous permettent alors de réduire le volume nécessaire du château d'eau.

4.1.5. Formes et types de réservoirs

La forme des réservoirs est généralement circulaire, et est rarement carrée ou rectangulaire.

En ce qui concerne le château d'eau, la forme de la cuve est aussi généralement circulaire, son aspect extérieur doit s'adapter au paysage et demande une architecture appropriée au site pour ne pas détruire l'environnement.

La hauteur d'eau (hr) dans les réservoirs est comprise entre 3 et 6 m, et atteint, exceptionnellement, 10 m pour les grandes villes. Le diamètre du réservoir circulaire, imposé par le volume, varie de 1,5 à 2 fois la hauteur de la cuve hr.

Pour des raisons économiques, les réservoirs sont construits en béton armé jusqu'à un volume de 2500 m³ et en béton précontraint jusqu'à 20 000 m³. Pour des faibles volumes, et rarement, ils peuvent être métalliques. Les réservoirs semi-enterrés sont les plus utilisés, avec un toit généralement voûté, et une couverture par de la terre ou du sable sur 0,2 à 0,3 m (isolation thermique de l'eau).

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs: une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange), un accès pour le nettoyage de la cuve, une chambre de vannes, un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de vidange (au fond), une fermeture par flotteur de l'alimentation, un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir et un by-pass entre adduction et distribution (utile en cas d'indisponibilité du réservoir: nettoyage, entretien, réparation,...).

Éventuellement, On peut prévoir aussi une bêche d'arrivée de l'eau équipée d'un déversoir permettant la mesure des débits d'adduction.

4.2. Réseaux de distribution

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du ou des réservoirs, jusqu'aux consommateurs (ou abonnés) : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

4.2.1. Structure des réseaux

L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimentée. Les principaux éléments d'un réseau de distribution sont: les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, ...). Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et sont posées en terre, généralement, sous le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux: réseaux ramifiés et réseaux maillés.

. Réseau ramifié:

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires,..). De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté.

. Réseau maillé :

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires), permettant une alimentation de retour. Ainsi, chaque point du réseau peut être alimenté en eau de deux ou plusieurs côtés.

Les petites rues sont toujours alimentées par des ramifications.

Ce type de réseaux présente les avantages suivants: plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites) et une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau. Il est, par contre, plus coûteux et plus difficile à calculer.

Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux:

- réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications permettant d'alimenter quelques zones isolées de la ville (zones industrielles ou zones rurales).

-réseaux étagés, dans le cas où la topographie est très tourmentée (exemple: le réseau de distribution du Grand Tunis).

- réseaux à alimentations distinctes : réseau d'eau potable et réseau d'eau non potable (exemple: la ville de Paris).

En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale. En irrigation, on n'utilise que les réseaux ramifiés.

4.2.2. Hypothèses de calcul

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution: caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales).

. Débit :

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter (voir le chapitre 1). On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ (soit 17 l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie.

. Choix du diamètre:

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,100 mètre. On utilise rarement le diamètre 0,080 mètre.

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre 0,60 et 1,20 m/s . Les vitesses inférieures à 0,60 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 1,20 m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

En cas d'incendie, généralement, on accepte des vitesses atteignant 2,50 m/s .

. Pression :

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

1° Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m pour un chauffe-eau à gaz.

2° En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 60 m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se

manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions au sol suivantes, selon la hauteur des immeubles (en mètres d'eau):

12 à 15 m pour un étage

16 à 19 m pour deux étages

20 à 23 m pour trois étages

24 à 27 m pour quatre étages

29 à 32 m pour cinq étages

33 à 36 m pour six étages

37 à 40 m pour sept étages

Pour les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent obligés d'installer, dans les sous sols, des groupes surpresseurs.

Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution.

4.2.3. Principes de calcul

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers: réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne,...).

. Débit en route:

Dans une conduite d'adduction, le débit d'eau est constant. Dans les canalisations de distribution la situation est tout à fait différente. En effet, les conduites de distribution sont destinées à distribuer l'eau aux abonnés. Chaque tronçon de distribution, matérialisé par deux nœuds, est alors caractérisé par deux débits: un débit d'extrémité (qui doit, tout simplement, transiter par le tronçon, appelé débit de transit et noté Q_t) et un débit consommé par les branchements raccordés sur ce tronçon (appelé débit en route et noté Q_r).

Le débit en route est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est consommé par les abonnés tout le long du tronçon.

Ce débit en route, supposé uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon, est calculé par l'une des deux méthodes suivantes:

- Soit proportionnellement à la surface desservie par le tronçon: en fonction du nombre d'usagers à desservir par le tronçon pendant l'heure de pointe. Il faut alors subdiviser l'agglomération en plusieurs zones suivant leur source (tronçon) d'alimentation.

$$Q_r(AB) = Q_{\max}(\text{zone 1}) + Q_{\max}(\text{zone 2})$$

- Soit proportionnellement à la longueur du tronçon, en utilisant le débit spécifique q_{sp} .

Où Le débit spécifique est donné par: $q_{sp} = Q_{tot} / L_{tot}$.

L_{tot} est la longueur totale du réseau de distribution.

Q_{tot} est le débit de point total consommé par l'agglomération.

La deuxième méthode, bien qu'elle soit moins précise, peut être utilisée dans l'alimentation des zones rurales ou, éventuellement, quand la consommation est homogène dans toute les zones à alimenter.

. Débit de calcul :

On calcule la conduite (vitesse et perte de charge) comme si elle débitait un débit constant égal à $Q_c = Q_t + 0,55 Q_r$ pour les réseaux ramifiés et $Q_c = Q_t + 0,5 Q_r$ pour les réseaux maillés. Pour ne pas avoir des vitesses (données par Q_c) très différentes des vitesses réelles dans la conduite, on limite la longueur d'un tronçon de calcul à 1000 m.

4.2.4. Calcul des réseaux ramifiés

Pour un réseau de distribution, on connaît donc les débits de pointe de la consommation (par analyse des besoins en eau). On doit choisir le tracé du réseau et la localisation des nœuds de calcul, en se limitant à des longueurs inférieures à 1000 mètres. On en déduit alors les longueurs des tronçons et les cotes des nœuds au sol.

Le calcul des réseaux ramifiés se fait en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant de proche en proche jusqu'au réservoir. Les étapes de calcul sont les suivantes:

- 1- Calcul de Q_r , de Q_t et ensuite Q_c
- 2- Choix du diamètre D qui permet d'écouler le débit Q_c avec une vitesse voisine de $0,90 \text{ m/s}$ (ou entre $0,60$ et $1,20 \text{ m/s}$). Le diamètre minimum étant $0,100 \text{ m}$ (exceptionnellement $0,080 \text{ m}$).
- 3- Calcul de la perte de charge avec Q_c , en utilisant les abaques
- 4- Calcul de la charge hydraulique en chaque nœud et en déduire la pression au sol.