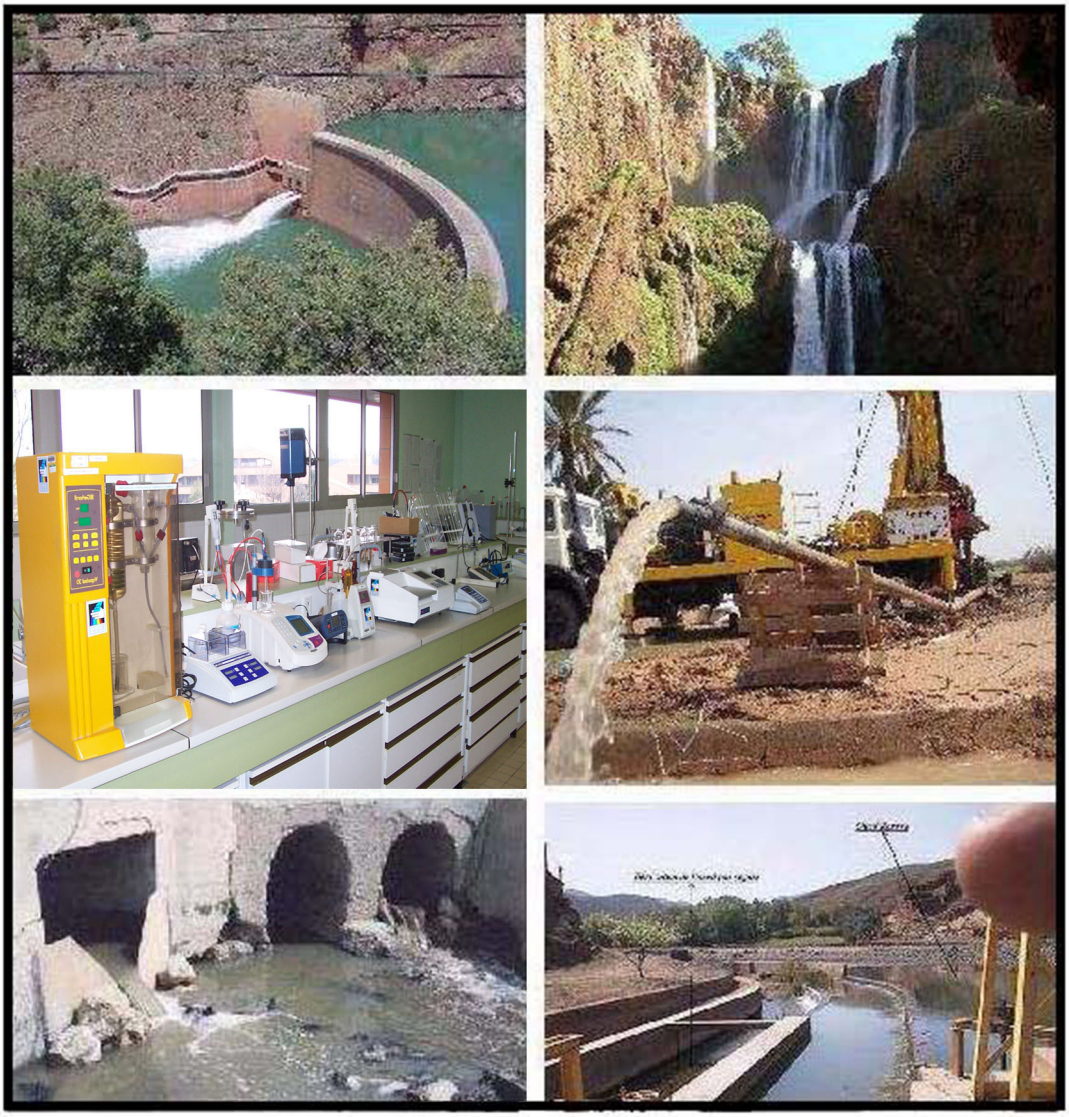
Abdeljalil Gouzrou

L'hydraulique au pluriel

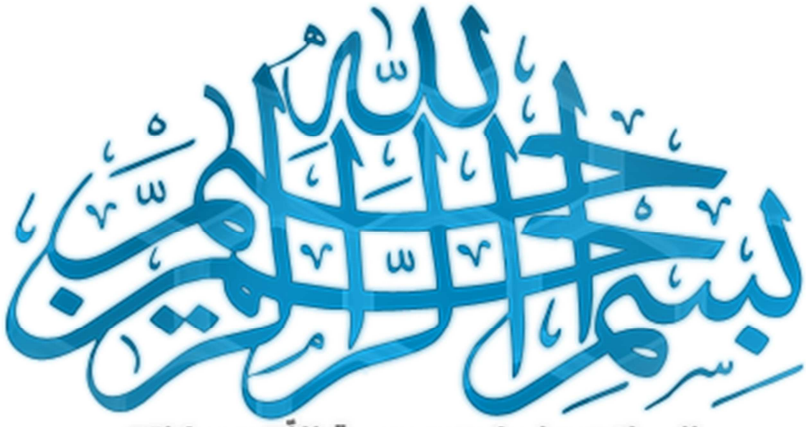
Cours et exercices résolus dans différentes disciplines de l'eau



- وجعلنا من الماء كل شيء حي - (قرآن كريم)

- Nous avons créé de l'eau toute chose vivante - (Coran)

Édition 2013



السلام عليكم ورحمة الله وبركاته

بسم الله الرحمان الرحيم

الاتحاد الوطني للشغل بالمغرب

الجامعة الوطنية للتجهيز و النقل

المكتب الوطني

الرباط في 27 يناير 2014

شكر و امتنان

الاخوة والاخوات، باسمكم جميعا يطيب لنا في المكتب الوطني للجامعة الوطنية للتجهيز و النقل المنضوي تحت لواء الاتحاد الوطني للشغل بالمغرب أن نتقدم إلى السيد الأستاذ المؤلف **المهندس عبد الجليل كوزرو** بخالص المشاعر القلبية، وجزيل الشكر وعظيم التقدير والعرفان على تعاونه الصادق وذلك بمساهمته المتميزة من خلال كتابه الذي بين أيدينا الذي يضعه تحت إشارة وفي متناول كل من يرغب في الاطلاع على مادة **هندسة المياه** و الذي ولاشك جاء ثمرة جهود مضنية بذلها خلال مدة زمنية طويلة جمع فيها خلاصة تجاربه التي اكتسبها طيلة حياته العلمية والعملية ، سائلين الله تعالى أن يجعل ذلك في ميزان أعماله..

تجدر الاشارة أن هذا الكتاب متضمن في القرص المدمج DVD الذي أعددناه منذ ثلاث سنوات لكل من يترشح لاجتياز مباراة الكفاءة المهنية ، ونقوم باستمرار بتحيينه كلما توصلنا بملفات جديدة ،ونوزعه على المستوى الوطني على جميع الموظفين وكل من نستطيع أن نصل إليه.

نسأل الله تعالى أن يتقبل هذا العمل عنده في الصدقة الجارية لنا ولوالدينا ولمن علمنا ولجميع من ساهم في نشره أو تطويره بأي شكل من الأشكال، وألا ينقطع أجره الى يوم القيامة ، آمين.

قال الله تعالى: { إِنَّا نَحْنُ نُحْيِي الْمَوْتَى وَنَكْتُبُ مَا قَدَّمُوا وَآثَارَهُمْ وَكُلَّ شَيْءٍ أَحْصَيْنَاهُ فِي إِمَامٍ مُبِينٍ} الآية رقم 12 من سورة يس

الجامعة الوطنية للتجهيز والنقل

المنضوية تحت لواء

الاتحاد الوطني للشغل بالمغرب

www.UNTM-FNET.com

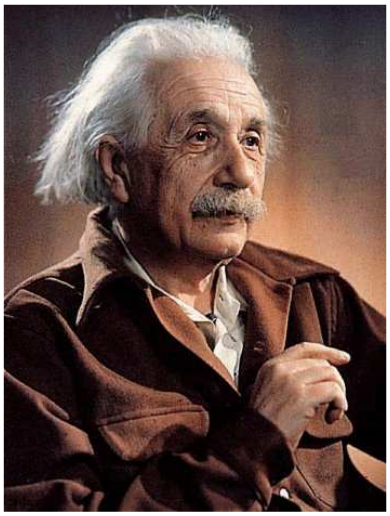
www.UNTM-FNET.ma

Le présent ouvrage, conçu pour la formation, est à caractère pluridisciplinaire, il est destiné aux ingénieurs, universitaires et techniciens travaillant dans le domaine de l'eau. Il doit être considéré comme un guide et un aide mémoire car il ne prétend pas à l'exhaustivité. L'auteur est né à Marrakech en 1959, lauréat de l'école Mohammadia d'ingénieurs (Rabat, promotion 1983). Il a travaillé au sein de la direction générale de l'hydraulique ou il a assumé beaucoup de responsabilités et mené beaucoup d'études durant la période 1983-2005. Depuis cette date et jusqu'à nos jours, il poursuit sa carrière dans le secteur privé en tant que consultant auprès des bureaux d'études et entreprises. L'auteur est également enseignant vacataire dans l'institut supérieur des techniciens des travaux publics (Marrakech). Son présent livre est le fruit d'un certain nombre d'expériences diversifiées dans le secteur de l'eau.

A la mémoire de mes parents

« Si j’ai appris une chose au cours de ma vie, c’est que notre science confrontée à la réalité, apparaît primitive et enfantine, et pourtant c’est ce que nous possédons de plus précieux »

Albert Einstein



« Il me semble que je n’ai jamais été qu’un enfant jouant sur une plage, m’amusant à trouver ici ou là un galet plus lisse ou un coquillage plus beau que d’ordinaire, tandis que totalement inconnu s’étendait devant moi le grand océan de la vérité »

Issaac Newton

« Le domaine de l'eau est comme celui de la médecine : mille et une discipline »

Modules traités

- Hydraulique générale -
- Hydraulique urbaine -
- Hydrologie -
- Hydrogéologie -
- Aménagements hydrauliques –
- Qualité des eaux -
- Gestion et planification des ressources en eau -
- Assainissement -
- Ressources en eau non conventionnelles -
- Législation Marocaine de l'eau

Edition xxxx dépôt légal N° : xxxxxxxx Marrakech, Décembre 2013

Avant propos

Le présent ouvrage concerne le domaine de l'hydraulique. L'eau en tant que ressource naturelle est vitale pour le Maroc et l'humanité toute entière puisqu'elle conditionne son avenir socio-économique. Il s'agit en fait d'une science très vaste regroupant plusieurs disciplines et spécialités. Dans un projet, on a souvent besoin de connaisseurs dans différentes disciplines de l'eau puisque celles-ci constituent les composantes principales de l'aménagement projeté. De ce concept, il est fondamental pour un « chef de projet » d'avoir une vision globale et des connaissances générales touchant le maximum de disciplines et métiers de l'eau. C'est dans une large mesure la philosophie profonde de cet ouvrage qui ne prétend pas à l'exhaustivité mais juste pour donner des aperçus ou « flash » sur les notions de bases et fondements de chaque discipline de l'eau. Le titre de l'ouvrage (l'hydraulique au pluriel) trouve sa justification dans ce souci de pluridisciplinarité et de diversification. Aussi, le présent document doit être considéré comme outil de bord ou mémento technique. Son originalité réside dans les points suivants :

- L'ouvrage est pluridisciplinaire puisqu'il aborde plusieurs spécialités de l'eau.
- Les exemples traités dans beaucoup de chapitres ainsi que les exercices proposés sont souvent tirés de la pratique professionnelle et ce dans l'objectif de plonger le lecteur dans le bain de la réalité du terrain.
- Le livre traite les différents aspects d'une manière simple, pratique et non très théorique.
- L'enchainement des modules et chapitres a été conçu de manière pédagogique ce qui permet aux personnes consultant cet ouvrage de se retrouver facilement en fonction de leurs besoins et également pour acquérir des connaissances d'une manière structurée et organisée.

Il est intéressant de signaler que le prodigieux progrès dans le domaine informatique a modernisé les méthodes de travail et calculs, ainsi les logiciels de bureautiques et les logiciels professionnels ont permis d'aborder et résoudre facilement certains problèmes qui étaient autrefois très complexes comme on le trouve dans les anciens livres et manuels d'hydraulique. Aussi, on a essayé dans la mesure du possible en fonction des sujets traités, d'introduire certaines applications informatiques en guise d'exemple ou de démonstration.

Au Maroc, le ministère chargé de l'eau et l'environnement, et depuis longtemps détient une grande part en matière d'intervention dans le domaine de l'eau. Il y a lieu donc d'imaginer le bagage technique et le savoir faire qui a été capitalisé au fil des années. En tant que membre de cette famille, j'ai eu l'occasion de réaliser plusieurs études et projets hydrauliques à multiples facettes (hydrogéologie, hydrologie, alimentation en eau potable, gestion de l'eau….). Le présent travail constitue finalement une concrétisation assez modeste de mes 30 ans de travail. C'est l'occasion peut être d'inviter mes collègues ainsi que les autres personnes à enrichir ce travail par leurs connaissances combien précieuses. Citons au passage que nous avons des cadres à fort potentiel, malheureusement, on n'a pas la culture de capitalisation en ce sens que ces cadres et techniciens ne laissent pas suffisamment de traces écrites, nous sommes une société à culture orale plus qu'écrite !

Actuellement et à travers le monde, toutes les théories et approches économiques, sont basées sur la valorisation des ressources humaines en tant que matière première. Tout développement de ce patrimoine passe essentiellement par la formation (de base et continue) et ce pour s'adapter aux contraintes de l'environnement. A mon avis, il n' y a pas mieux qu'une formation émanant d'un praticien et homme de terrain puisque celui-ci est source d'expériences, de philosophie et surtout d'innovation scientifique. La formation et la recherche scientifique dans le domaine de l'eau sont un

vaste champ d’exploration surtout si l’on tient compte du contexte de rareté des ressources en eau et l’enjeu socio-économique qui en découle.

J’aurais même souhaité que les premières notions de base de l’hydraulique soient enseignées pendant les études secondaires, ceci permettrait non seulement de sensibiliser les élèves aux problèmes de l’eau mais aussi de leur donner un avant goût pour ceux qui veulent se spécialiser dans ce domaine par la suite.

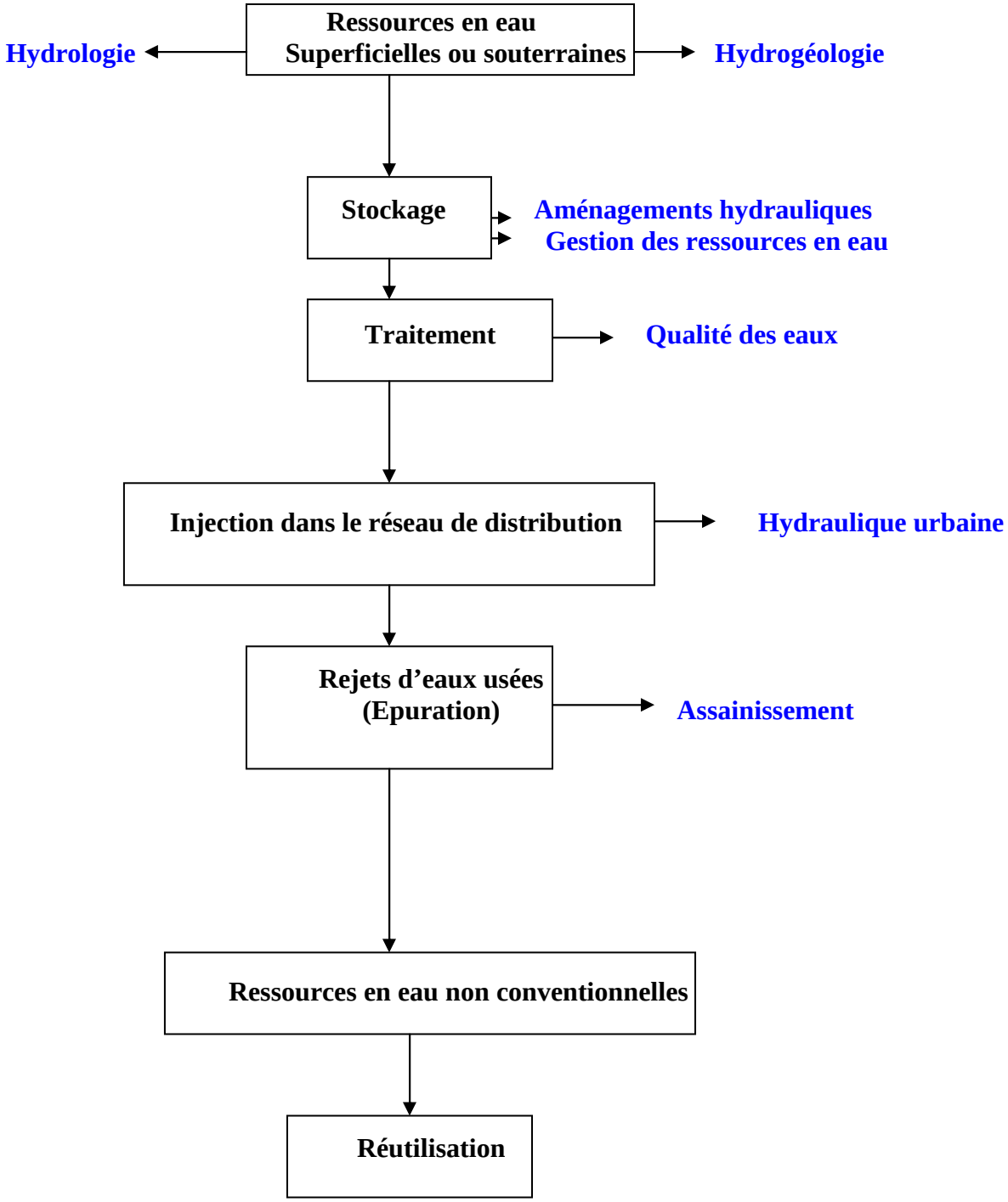
Pour les écoles d’ingénieurs Marocaines, il faudrait peut être reformuler le contenu des programmes ainsi que des spécialités en partant du fait que l’hydraulique est un gros bloc et qu’il y a des interdépendances entre chapitres et modules, ajouter à cela l’évolution que connaît ce domaine à l’échelle nationale et internationale.

Il y a lieu de mentionner que certains modules ou chapitres sont plus ou moins développés que d’autres et ce en fonction de l’expérience professionnelle acquise dans tel ou tel domaine.

Enfin, je signale que la préparation du présent document m’a demandé beaucoup d’efforts puisqu’elle a duré trois ans en continu. Ce livre vient après celui intitulè « les ABC de l’hydraulique » que j’ai essayé d’amèliorer. Je souhaite que cet ouvrage et ce travail de synthèse des connaissances puissent répondre aux besoins des uns et des autres. Les critiques constructives sont les bienvenues, de toute façon aucun travail n’est jamais parfait et on ne finit jamais d’apprendre.

Abdeljalil Gouzrou

Imbrication des différentes spécialités de l'eau les unes avec les autres



« Il était une fois une goutte d'eau »

Module N°1 : Hydraulique générale

Chapitres :

1) **Généralités**
2) **Les besoins en eau**
3) **L’hydrostatique**
4) **Applications fondamentales de l’hydrostatique**
5) **Notion de viscosité**
6) **Hydrodynamique**
7) **Calcul des pertes de charge**
8) **Ecoulement à surface libre**
9) **Ecoulement dans les orifices, les ajutages et les déversoirs**

Généralités

I) Objet de l'hydraulique :

L'hydraulique est la science et la technique qui étudie l'eau sous l'aspect aussi bien statique que dynamique. Elle essai de décrire, analyser et expliquer un certain nombre de phénomènes ou propriétés à travers des lois connues de sciences exactes (mécanique, chimie, thermodynamique…).

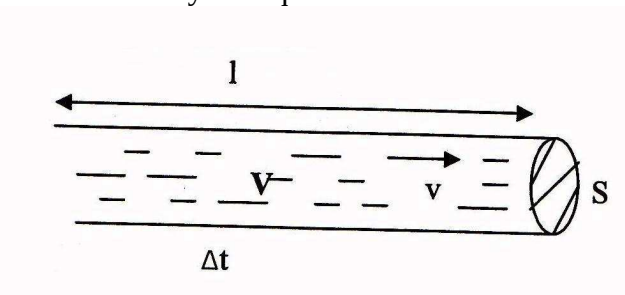
II) Paramètres régissant un besoin en eau :

Un besoin en eau quelqu'en soit la nature est exprimé par le biais de deux grandeurs : la quantité et la qualité.

- la quantité est exprimée par **le débit**.

Le débit est le volume s'écoulant par unité de temps (Q = V/t), il s'exprime en m^3/s.

Exemple : écoulement dans une conduite cylindrique



$Q = V/\Delta t = S \times l/\Delta t$ d'où $Q = v \times S$ (v est la vitesse de l'eau)

- la qualité de l'eau dépend de l'usage prévu.

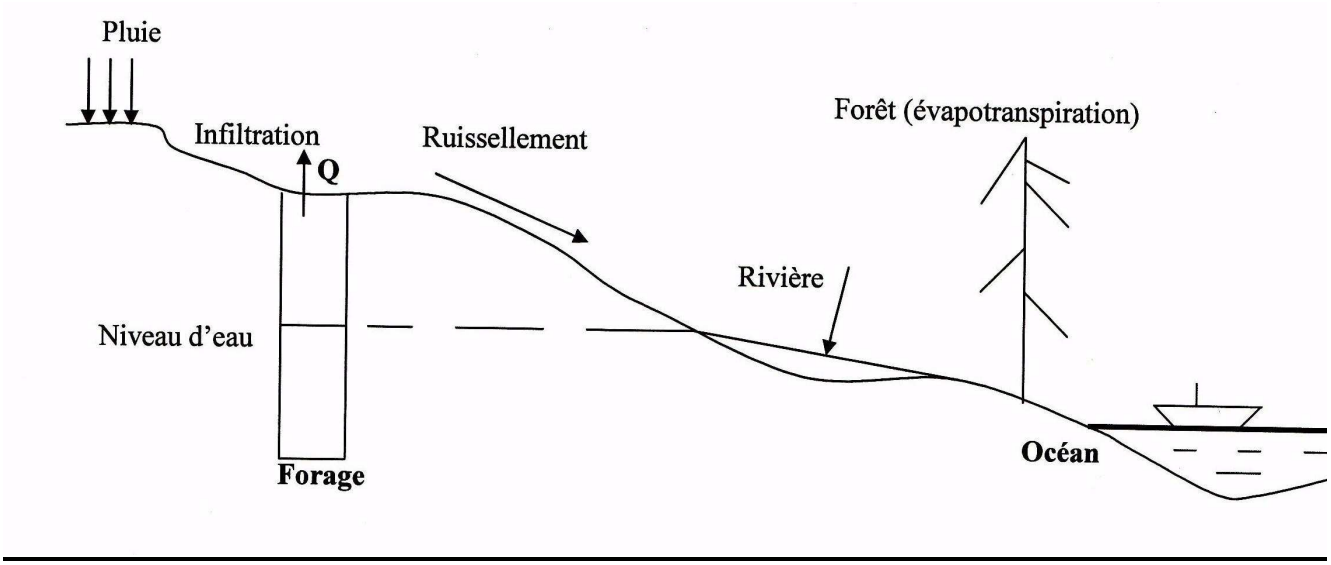
- pour une eau destinée à la consommation humaine, beaucoup de critères chimiques et bactériologiques ont été imposés par l'OMS (organisation mondiale de la santé), à titre d'exemple, des concentrations maximales admissibles ont été fixées pour les ions majeurs (Ca^{2+}, Mg^{2+}, K^+, $Na^{+,}$ $Cl^{-,}$ $CO_3^{2-,}$ $HCO_3^{-)}$.

- pour une eau à usage industriel, on insiste souvent sur le fait qu'elle ne soit pas trop dure :

$d = I\,Ca^{2+}\,I + I\,Mg^{2+}\,I.$

- pour l'usage agricole, chaque type de culture nécessite une certaine qualité d'eau. Pour la céréaliculture par exemple, on peut tolérer une eau titrant jusqu'à 2 g/l pour la totalité des sels dissous (Résidu sec)

Le cycle de l'eau dans la nature :

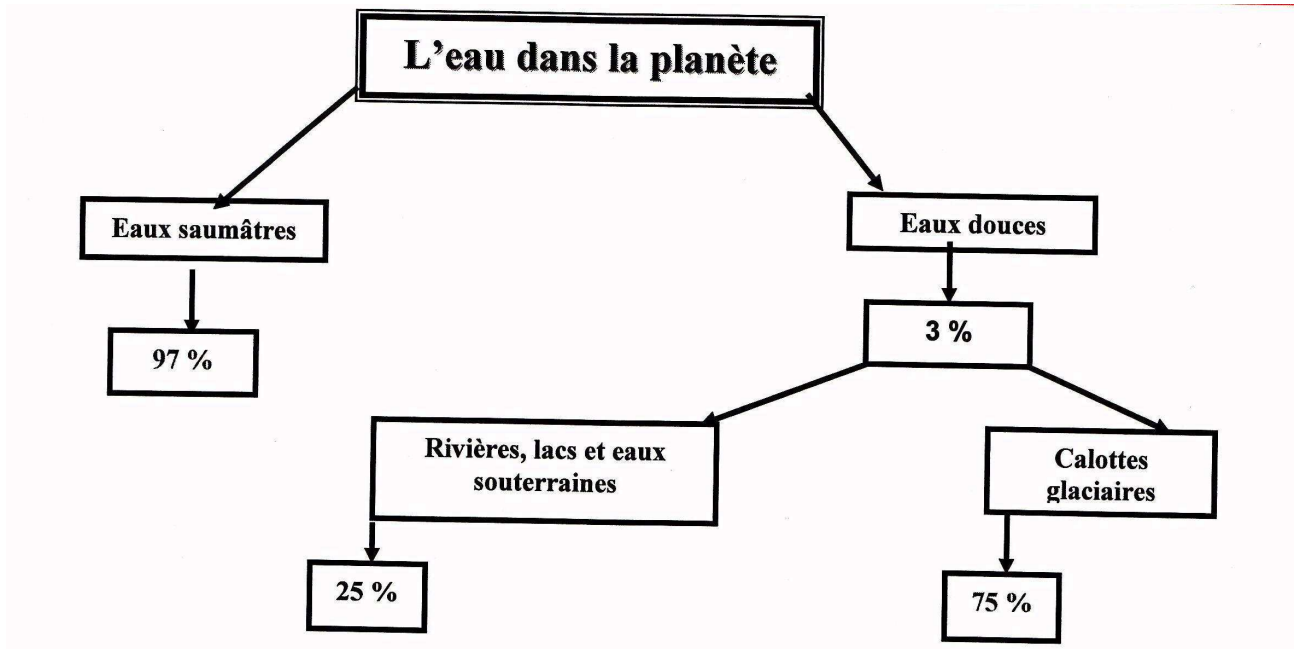


L'eau dans la nature obéit à un cycle qu'on peut décrire par l'équation bilan suivante :

P = R + I + ET

P = pluviométrie : quantité d'eau de pluie
R = ruissellement : c'est la partie d'eau qui s'écoule en surface tout en donnant naissance à des rivières. Le ruissellement est favorisé par un sol imperméable ainsi que la pente.
I = infiltration : c'est la partie qui s'infiltre dans le sous sol (lorsque le terrain est perméable) pour alimenter les nappes d'eau souterraines. Celles-ci sont captées ensuite par puits et forages.
ET = évapotranspiration : phénomène occasionnant l'évaporation de l'eau par le sol nu (fortes chaleurs) et par le couvert végétal (phénomène de photosynthèse), (les plantes chlorophylliennes utilisent leur eau pour transformer l'énergie lumineuse émise par le soleil en énergie chimique).

Répartition de l'eau dans la planète :



Avec le réchauffement planètaire et les consèquences qui en découlent - (en particulier la fonte des calottes glaciaires) -, on assiste vraiment à un scènario catastrophe !!!!

III) **Quelques grandeurs physico-chimiques relatives à l'eau.** :

- symbole chimique : H_2o
- masse molaire : 18g
- température d'ébullition : 100°C
- température de fusion : 0°C
- masse volumique : $1g/cm^3 = 1000\ Kg/m^3$
- poids volumique : $\omega = \rho g = 10^4\ N/m^3$
- densité : d=1 (on rappelle que la densité d'un liquide est la masse d'un certain volume de ce liquide rapporté au même volume d'eau)
- compressibilité : on définit la compressibilité volumique comme étant le rapport entre la variation de pression à la variation relative du volume (déformation) qu'elle provoque. K = dp/dv. Pour l'eau à 25°C, K = 20000 bars. Ce qui veut dire qu'une augmentation de pression de 1 bar entraîne une diminution de volume de 1/20 000 ce qui est négligeable, pour cette raison, on dit que l'eau est incompressible.

Les besoins en eau

I/- Introduction :

L'évaluation des besoins en eau constitue la première phase dans la conception d'un projet hydraulique. (Eau potable, irrigation, industrie). C'est à partir des besoins calculés qu'un dimensionnement des différents organes peut se faire (pompes, conduites, châteaux d'eau... etc).Les besoins sont variables dans le temps, il y a lieu de cerner cette évolution dans le temps.

II/-calcul des besoins :

II-1- Eau potable :

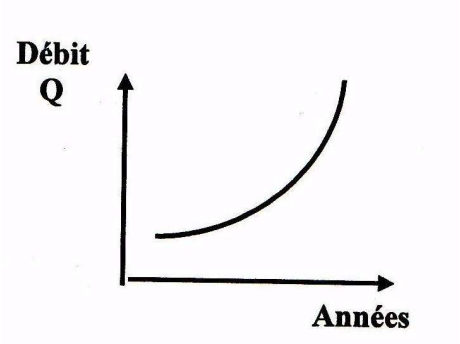
Les besoins moyens en milieu urbain Marocain sont de l'ordre de 80 à 150 l/j/habitant (ville moyenne à grande ville). En milieu rural, ils sont de l'ordre de 30 à 40 l/j/habitant. A côté des besoins moyens, on définit les besoins de pointe. (Périodes de forte demande).En milieu urbain par exemple, on prend souvent un coefficient de pointe journalier qui est de l'ordre de 1,5 (jour de plus forte demande). On parle également du débit de pointe horaire. (Heure la plus chargée), on prend souvent un coefficient de pointe horaire de 2 à 3.

La population est donc la base des calculs, celle - ci varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\boxed{P_n = P_o\,(1+i)^n}$$

Avec Pn = population à un horizon n.
i = Taux d'accroissement démographique (de l'ordre de 1 à 2% dans le contexte national Marocain).

Les besoins en eau potable varient donc d'une manière exponentiellement croissante.



Débit de pointe journalier :

$Q_{p,j}$ = besoins moyens x $C_{p,j}$ avec $C_{p,j}$ = coefficient de pointe journalier.

Débit de pointe horaire :

$Q_{p,h} = Q_{p,j} \times C_{p,h}$ avec $C_{p,h}$ = coefficient de pointe horaire.

On parle souvent de la notion de rendements qui est liée aux fuites dans le réseau. On définit ainsi le rendement à la production et le rendement à la distribution.

Rendement = (volume réellement obtenu à l’aval / volume à l’amont) x 100

Exemple :

- Rendement à la production : 90%.
- Rendement à la distribution : 80%

- Coefficient de pointe journalière : 1,5.
- Coefficient de pointe horaire : 2

Années	2011	2020	2025	2030	2040
Besoins moyens (l/s)	2,39	2,99	3,38	3,83	4,90
Besoins de pointe (l/s)	8,96	11,21	12,68	14,35	18,37

On définit également les besoins à court terme, moyen terme et long terme. Le choix des horizons est arbitraire.
Ex : court terme =2013 ; moyen terme = 2025 ; Long terme = 2050

Dans la conception d’un projet d ‘eau potable .Il faut fixer les paramètres suivants :

- L’année de référence (année où l’étude se fait)
- L’année de mise en service
- L’horizon de l’étude ou l’année de saturation.

La consommation d’eau est la partie où volume d’eau réellement utilisé, c’est un paramètre qu’il faut également cerner à partir de la production.

Détail de votre facture	تفصيل فاتورتكم	استهلاك Consommation	سعر الوحدة بدون رسوم Prix unitaire HT	مبلغ بدون رسوم Montant HT	TVA النسبة Taux %	TVA ص.ق.م المبلغ Montant
Redevances de consommation	إتاوات الإستهلاك					
Eau potable	الماء الشروب					
1ère Tranche	الشطر الأول	6	1,7000	10,20	7	0,71
2ème Tranche	الشطر الثاني	9	6,3700	57,33	7	4,01
3ème Tranche	الشطر الثالث					
4ème Tranche	الشطر الرابع					
Assainissement	إتاوات التطهير					
1ère Tranche	الشطر الأول	6	0,82	4,92	7	0,34
2ème Tranche	الشطر الثاني	9		18,36	7	1,29
3ème Tranche	الشطر الثالث			2,04		
4ème Tranche	الشطر الرابع					
Redevances fixes	إتاوات ثابتة					
Eau potable	الماء الشروب	1	6,00	6,00	7	0,42
Assainissement	التطهير	1	3,08	3,08	7	0,22
Timbre	الطابع			0,27		
Facture émanant de la RADEEMA		Total Hors Taxes	مجموع بدون رسوم	100,16		
		Total TVA	مجموع ض.ق.م			6,99
			الواجب أداؤه في خلال 10 أيام بالدرهم مع احتساب الرسوم Net à payer en Dh TTC sous 10 jours			**107,15**

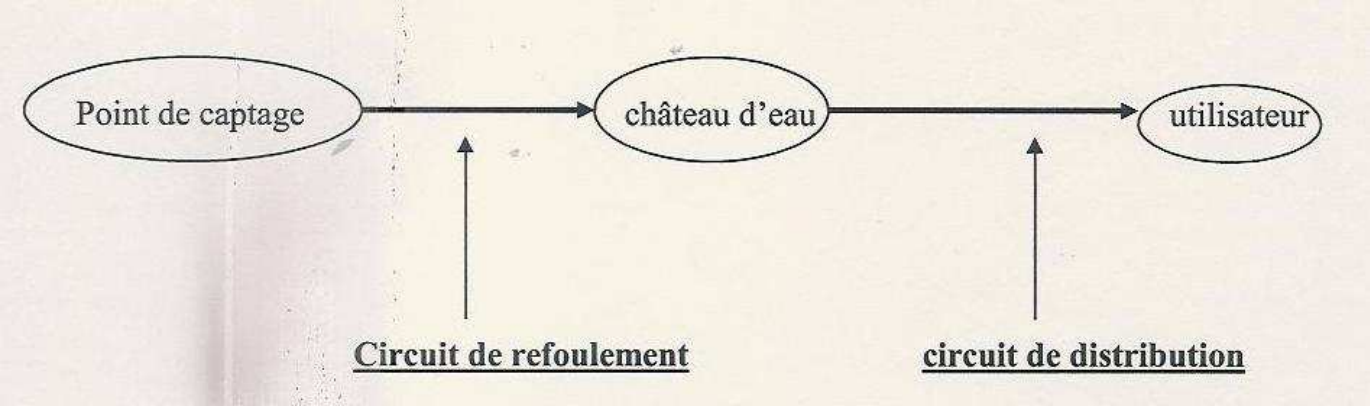
Le débit fictif continu est le débit qui serait théoriquement pompé d'une manière continue ($24^h/24^h$). Autrement dit, on transforme un débit instantané qui est pompé pendant une certaine durée (2^h, 4^h ou 8^h etc.) en un débit durable dans le temps.

On définit aussi la notion du taux d'accès à l'eau potable : c'est le pourcentage de la population ayant accès à l'eau potable dans de bonnes conditions par rapport à la population totale.

Dans un réseau d'eau potable on définit également le taux de raccordement ou de branchement au réseau. Comme son nom l'indique, c'est le pourcentage d'abonnés qui sont branchés sur le réseau.

Dans un projet, il peur y avoir plusieurs variantes en matière d'alimentation en eau. Dans de tels cas, il faut procéder à des comparaisons technico- économiques et faire des calculs concernant le prix de revient du mètre cube d'eau produit. La variante retenue doit minimiser ce prix de revient.

Dans un réseau hydraulique, il faut distinguer la partie production (ou adduction) et la partie distribution.



Exemple de calcul de besoins en eau

Année	2006	2010	2015	2020	2025	2030
Taux d'accroissement	0,75%	0,75%	0,50%	0,50%	0,50%	0,50%
Taux de branchement (%)	0%	25%	25%	60%	60%	80%
Dotation population branchée (l/hab/j)		42,0	44,5	47	50	50
Dotation population non branchée (l/hab/j)	15	16,0	17,3	19	20	20
Rendement Production (%)	90%	90%	90%	90%	90%	90%
Rendement Distribution (%)	80%	80%	80%	80%	80%	80%
Coefficient de pointe journalière	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Coefficient de pointe horaire	2	2	2	2	2	2
Population	14144	14573	14941	15318	15705	16101
Consommation moyenne (l/s)	2,46	3,80	4,16	6,31	6,83	8,20
Besoins de PJ à la distritribution (l/s)	4,60	7,12	7,80	11,83	12,81	15,37
Besoins moyens à la production (l/s)	2,73	4,22	4,62	7,01	7,59	9,11
Besoins de PJ à la production (l/s)	4,09	6,33	6,94	10,52	11,39	13,67
Besoins de PH à la distritribution (l/s)	9,21	14,23	15,60	23,67	25,63	30,75
Nombre de BF						7
Débit de la BF						0,5
Débit de dimensionnement (l/s)						34,25

Rendements de régies de disributions d'eau potable (Maroc-2006).

Ville	Rendement en (%)
Fes	53
Marrakech	68
Meknes	66
Kenitra	78
El jadida	70
Safi	74
Agadir	79
Beni Mellal	60
Oujda	51

II -2 - I r r i g a t i o n :

Les besoins d'irrigation dépendent essentiellement de deux facteurs :

- La nature des assolements (type de cultures)
- La superficie à irriguer

En fait, si on parle des consommations en eau, il faudrait ajouter un troisième facteur qui est la technique d'irrigation : (gravitaire, aspersion .etc.).

La faisabilité d'un périmètre irrigué est étroitement liée aux ressources en eau.

Il est donc fondamental de calculer les besoins (et surtout les besoins de pointe) et les confronter avec les ressources existantes. Ceci permet d'arrêter le programme des assolements et également les superficies à irriguer. De même que les projets d'eau potable, il faut calculer le prix de revient de l'eau. Notons aussi qu'un projet agricole doit être rentable, pour cela il faut prévoir dans les études de faisabilité les calculs économiques et notamment le T.R.I (taux de rentabilité interne).

Pour rentabiliser un projet d'irrigation il faut :

- Rationaliser l'usage de l'eau (choisir une technique adaptée : aspersion, goutte à goutte).
- Opter pour des cultures à haute valeur ajoutée économique.
- Améliorer les rendements du périmètre moyennant une bonne gestion d'ensemble : l'eau, le sol, matériel agricole, engrais, etc.

II.3) Industrie :

Les besoins sont variables selon l'industrie considérée et le procédé de fabrication ou production envisagé (traitement de minerais, fabrication de papiers, …).

Toute usine doit intégrer dans son mécanisme de production les besoins en eau aussi bien sur le plan quantitatif que qualitatif.

Exemples :

- Une usine de textile dans le quartier industriel de Marrakech à un besoin en eau évalué à 32 m^3 /heure (9 l/s en fictif continue).

- Une mine polymétallique dans la région de Marrakech a un besoin en eau de l'ordre de 120 l/s pour le traitement du minerai.

Remarque :

On évoque souvent la notion de stress hydrique et notamment par les organismes internationaux (La Banque mondiale par exemple), on parle de stress hydrique lorsqu'on a une dotation en eau inférieure à 1000 m^3 / an / habitant. C'est un indicateur pour comparer les pays entre eux en matière de ressources en eau.

A titre d'exemple la RADEEMA (régie autonomme de distribution d'eau et d'èlectricitè à Marrakech), a établi un guide des besoins en eau comme suit :

Type d'habitat	dotation
Economique	120 l/j/hab
Appartement	120 l/j/hab
Villa	150 à 180 l/j/hab
Riad	200 l/j/personne
Hammam	5 m3/j
Ecole	5 m3/j
Dispensaire	5 m3/j
Mosquée	3 m3/j
Hotel	500 l/j/lit
Terrain de sport	10 m3/j
Lot industriel	20 m3/j

Exercices

1/- Dans un puits, on pompe chaque jour un débit Q=15 l/s pendant 10 heures. Quel est le débit fictif continu ?

Réponse :

Le débit fictif continu correspond a un pompage 24 h/ 24h.

Q= 15 l/s, V (24 heures) = 15 x 10 x 3600 litres.

Ce volume est pompé pendant 24 heures donc $Q = \frac{15 \times 10 \times 3600}{24 \times 3600}$ (l/s)

Soit $Q = 15 \times \frac{10}{24}$

$$\boxed{Q = 6{,}25 \text{ l/s}}$$

2/- La production de l'ONEP en eau potable pour la ville de Chichaoua pendant l'année 1995 a été comme suit :

Production (m^3)	Consommation (m^3)	Nombre d'abonnés
276979	198940	1184

Sachant qu'un abonné représente un foyer de 6 personnes, calculer la consommation par habitant.

Réponse :

Le nombre d'habitants consommateurs est de 1184x6=7104 habitants. La consommation annuelle est de 198940 m^3 soit donc

$\frac{198940}{7104}$ = 28m^3 /habitant (pendant 365 jour),

D'où la consommation (par litre/jour/habitant) qui est de $\frac{28}{365}$ x 1000 =

77 Litres / jour/habitant

3/- En 1998, la population rurale de la Province de Chichaoua ayant accès à l'eau potable dans de bonnes conditions est de 26649, la population rurale totale est de 279975, calculer le taux d'accès à l'eau potable en milieu rural.

Réponse :

Le taux d'accès à l'eau potable est de $\frac{26649}{279975}$ = 9,5 %

4/- En milieu urbain Marocain (grande ville), la dotation en matière d'eau potable est en moyenne de l'ordre de 120 l/j/habitant. Une ville compte 50.000 habitant en 2007, calculer les besoins moyens et les besoins de pointe pour les années 2007, 2015, 2025,2050, on admet que l'accroissement démographique est de l'ordre de 1 % annuellement. On admet également un coefficient de pointe journalier de 1,5.

On suppose que les besoins (120 l/j/habitant) restent constants au cours de la période étudiée.

Réponses :

En 2007, les besoins moyens sont de 50.000 x 120 l/j = 70 l/s.
Les besoins de pointe sont 70 x 1,5 = 105 l/s.

En l'an 2015, la population est $P = 50.000\ (1+0.01)^8$ = 54143 habitants

En 2025, $P = 50.000\ (1+0.01)^{18}$ = 59807 habitants

En 2050, $P = 50.000\ (1+ 0.01)^{43}$ = 76700 habitants

Les besoins seront donc comme suit :

Années	2007	2015	2025	2050
Besoins moyens (l/s)	70	75	83	107
Besoins de pointe (l/s)	105	113	125	161

5/- Le projet d'irrigation par système Pivots dans la plaine de la Bahira prévoit des besoins de pointe pour le blé qui sont de 0.5 l/s/ha. L'expérience a montré dans la région que la consommation en fictif continu est de 0.13 l/s/ha. Quels sont les besoins en eau d'un périmètre de 50 ha.

Réponses :

Les besoins de pointes sont de 50 x 0.5 = 25 l/s
Les besoins en fictif continu seront 50 x0.13 = 6.5 l/s

Remarque : Le débit équipé doit être de 25 l/s.

6) Il est prévu de construire un complexe hôtelier dans la région de Marrakech. Déterminer les besoins en eau touristiques en millions de m^3 /an et ce pour les horizons 2010, 2015, 2020, et 2030 à partir des données suivantes :

- capacité en nombre de lits : 5000
- dotation brute en litre/jour/lit : 300
- taux d'occupation en 2010 : 80%
- taux d'occupation en 2015 : 85%
- taux d'occupation en 2020 : 90%
- taux d'occupation en 2030 : 100%

Réponse :

Les besoins en totalité du complexe touristique sont : 5000 x 300 litre/jour, soit en fictif continu Q = 1500 m^3 /jour, soit Q = 0,55 Mm^3 /an. Les besoins étalés sur le temps seront donc comme suit :

Années	**Besoins en Mm^3 /an**
2010	**0,44**
2015	**0,47**
2020	**0,49**
2030	**0,55**

Problème

Le barrage Mrissa est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Laârache et des centres ruraux limitrophes d'une part et l'irrigation d'un périmètre de 30.000 ha.

L'alimentation en eau de la ville de Larache et des Centres ruraux limitrophes est effectuée à partir de la station de traitement située au pied du barrage et de deux adductions : une dessert la ville de Larache et

une autre dessert l'ensemble des centres ruraux. Les données fournies par les services de l'ONEP concernant la consommation en eau potable sont les suivants :

- Population urbaine : 750.000 habitants
- Population rurale : 25000 habitants
- Dotation population branchée : 150 l/j/habitant
- Dotation de la population non branchée : 75 l/j/habitant
- Dotation de la population rurale : 30 l/j/habitant
- Taux de branchement de la population urbaine : 60 %
- Rendement du réseau et de l'adduction de la ville de Larache : 80 %
- Rendement du réseau et de l'adduction de l'ensemble des centres ruraux : 60 %
- Rendement de la station de traitement : 75 %

1/- Calculer les besoins en eau potable de la ville de Larache et des centres ruraux au pied du barrage.

L'irrigation du périmètre de 30.000 ha à partir du barrage Mrissa s'effectue à partir d'une batterie de station de pompage le long de l'oued Loukkos à l'aval de ce barrage. Les données fournies par les services de l'Agriculture concernant le périmètre irrigué sont les suivantes :

Cultures	**Surface cultivée (ha)**	**Dotation annuelle m^3/ha/an**
Agrumes	**6500**	**13200**
Arboricultures	**4000**	**4200**
Vignes	**1500**	**4600**
Betterave	**1500**	**7800**
Canne à sucre	**3500**	**3000**
Fourrages	**500**	**10200**
Maraîchages	**5000**	**6100**
Céréales	**7500**	**6500**
T O T A L	**30.000**	**-**

2/- Calculer les besoins en eau d'irrigation au pied du barrage Mrissa sachant que l'efficience globale du réseau est égale à 60 %.

R é p o n s e s :

1/- Population urbaine = 750.000 habitants, 60 % sont branchés soit 450.000 habitants (dotation de 150 l/j/hab)

Q1= 782 l/s

40 % non branchés soit 300.000 habitants (dotation de 75 l/j/hab) Q_2 = 260 l/s

Q (Total de la ville) = 1042 l/s

Population rurale (25.000 habitants) ; dotation de 30 l/j/hab Q3 = 9 l/s

Donc le débit total en matière d'eau potable est **Q = 1051 l/s**

En fait les réseaux ont des rendements, et on doit donc calculer les débits à l'amont.

- Q (Larache city)= 1042 l/s – rendement = 80 %

Donc = $\frac{1042}{Q\ amont}$ = 0,8 soit **O amont = 1303 l/s**

- Q (rural) = 9 l/s – rendement = 60 %

Donc $\frac{9}{Q\ amont}$ = 0,6 soit **Q amont = 15 l/s**

Le débit à la sortie de la station de traitement doit donc être de

$\frac{1318}{Q\ amont}$ = 0,75 **Q amont = 1757 l/s**

C'est ce dernier débit qui doit entrer à la station de traitement pour couvrir les besoins moyens en eau potable.

2/- Les besoins en eau par assolement sont :

Cultures	Besoins (m3/s)
Agrumes	2.72
Arboricultures	0.53
Vignes	0.22
Betterave	0.37
Canne à sucre	0.33
Fourrages	0.16
Maraîchages	0.97
Céréales	1.54
T O T A L	**6.84**

Q (besoins) = 6.84 m3/s ; rendement = 60 % donc

$\frac{6.84}{Q\ amont}$ = 0.6 **Q amont = 11.4 m3/s**

Problème

L'étude de régularisation du Barrage Ait Hammou a permis au Stade du projet de déterminer la capacité du barrage. Pour une année donnée.

- La variation de la réserve est de +25 millions de m^3
- Le volume fourni à l'eau potable et à l'irrigation est de 55 Millions de m^3
- L'évaporation annuelle est de 5 Millions de m^3

1) Calculer le débit moyen annuel entrant au barrage (en m^3/s)

Les caractéristiques de la retenue du barrage Aït Hammou retenues dans le projet sont les suivantes :

- Capacité à la retenue normale : 110 millions de m^3
- Tranche morte : 7.5 millions de m^3
- La prise de la vidange de fond du barrage est calée à la côte 30m correspondant au volume de la retenue normale.

2) Calculer le débit d'équipement de la vidange de fond pour pouvoir vidanger la retenue pleine dans une durée maximale de 7 jours.

Réponses

1/ - ΔV (annuelle) = 25 Mm^3

- AEP (alimentation en eau potable) + irrigation = 55 Mm^3

- Evaporation = 5 Mm^3

Soit V (Mm3) le volume des apports annuels, on a

V - 55 – 5 = 25 d'où $\boxed{V = 85\ Mm^3/an}$

En fictif continu, ce débit est de $\boxed{2{,}6\ m3/s}$

2/- Lorsque la retenue sera pleine, le volume total à vidanger est de

V = 110 – 7,5 soit V = 102,5 Mm^3

Ce volume doit être vidangé pendant + 7 jours au maximum, il faut donc un débit d'équipement minimal qui soit de

$$\boxed{Q = 169{,}4\ m^3/s}$$

Ex :

Une ville est alimentée à partir d'une nappe d'eau souterraine et d'un barrage. Le débit équipé à partir de la nappe pour l'AEP de cette ville est de 175 l/s. le besoin moyen à la production de cette ville est de 65 000 m^3 /jour.

Au cours d’une année très sèche, la réserve d’eau disponible au barrage alimentant cette ville n’est que de 4 738 000 m^3. L’apport d’eau enregistré pendant les mois d’été est généralement nul et les pertes par évaporation sont négligeables.

Compte tenu de la réserve d’eau disponible au barrage, quelle est la durée d’autonomie de l’alimentation en eau de cette ville.

Réponse :

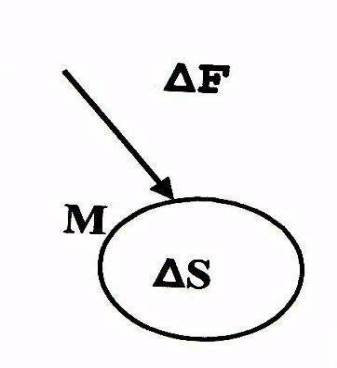
Le débit à partir de la nappe est de 175 l/s soit 15120 m^3 /jour. Les besoins étant de 65 000 m^3 /jour, il faut combler un déficit de 49880 m^3/jour. La réserve du barrage permettra une autonomie de 4 738 000 / 49880, soit **T = 95 jours**.

L'hydrostatique

I) Introduction :

On appelle hydrostatique, l'étude des liquides au repos.

II) Notion de Pression:



Soit M un point d'une surface liquide, faisons entourer M d'un élément de surface ΔS, soit ΔF la force exercée par le liquide au point M, on appelle pression moyenne du liquide Pm au point M : $P_M = \Delta F / \Delta S$; P_M est définie rigoureusement par la relation $P_M = \lim_{\Delta S \to 0} \Delta F / \Delta S$.

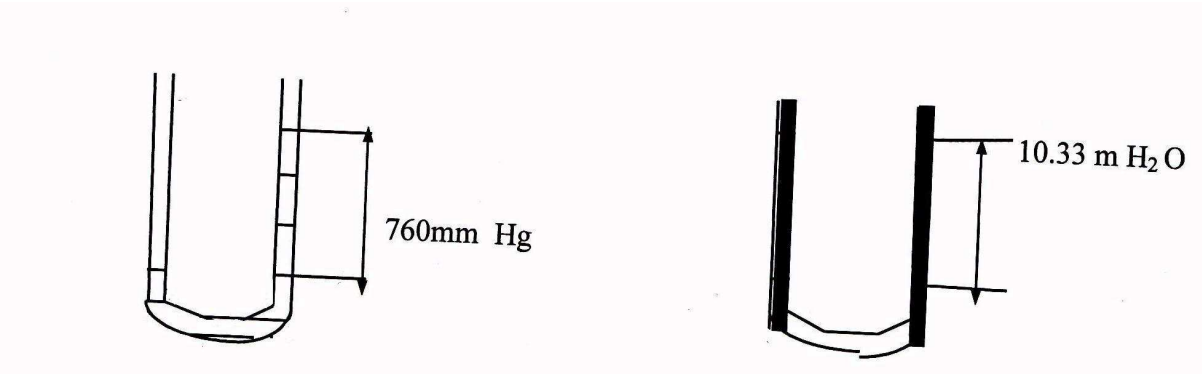
La force F est toujours dirigée suivant la normale intérieure vers la surface d'action.

Unité de pression :

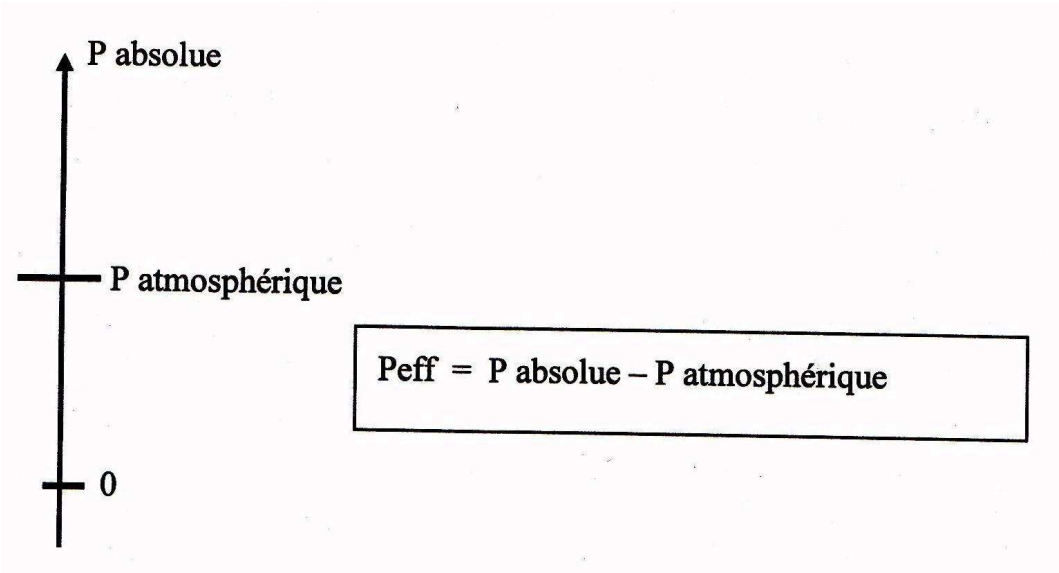
La pression est le rapport d'une force à une surface, dans le système international (U.S.I); elle s'exprime en N/m^2 = Pascal.

Autre unité le Bar ; 1 bar = 10^5 Pa.

1 kg/ cm^2 = 1 atmosphère technique = 1 bar
1 atm -----> 760 mm Hg (mercure) -----> 10,33 m d'eau



Définitions :

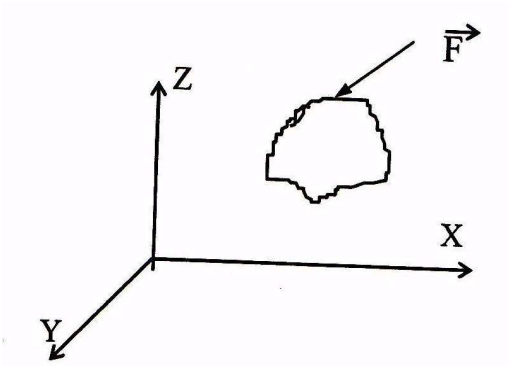


III) <u>Equation Fondamentale de l'Hydrostatique</u> :

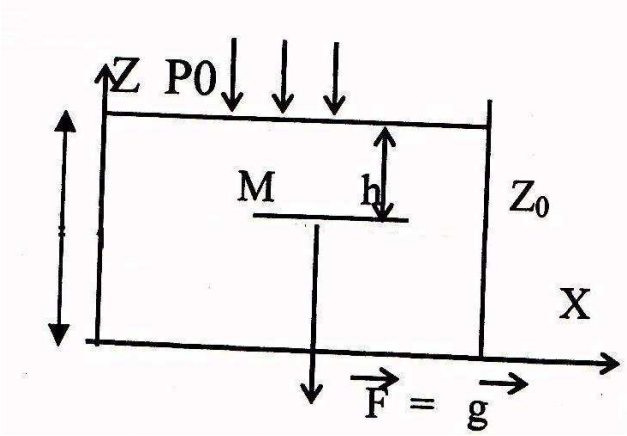
Posons $\vec{F}$ (X, Y, Z).
P (x, y, z).

L'équation fondamentale de l'hydrostatique s'écrit :

$$dp = \rho\,(Xdx + Ydy + Zdz)$$



<u>Exemple Pratique</u> : Récipient d'eau parallélépipédique



F(X, Y, Z); X = 0, Y = 0, Z = -g

donc : $dp = \rho\,(0 + 0 - gdz) = \varpi/g\,(0+0- g\,dz)$
$dp = -\varpi\,dz \Rightarrow dp / dz = -\varpi$

donc $p = -\varpi\,z + cte$ or pour $Z=Z_0$, on a $p = p_0$
d'où $P = -\varpi\,z + P_0 + \varpi\,Z_0$
soit $P = P_0 + \varpi\,(Z_0 - z)$ or $Z0-z = h$

D'où $\boxed{P = P_0 + \varpi\,h}$

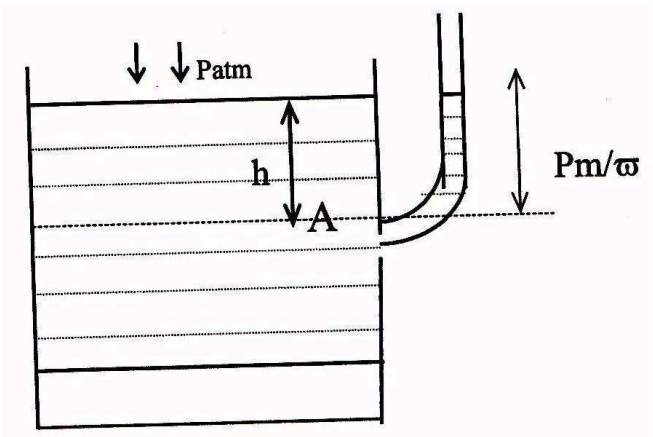
On appelle surface isobare, une surface d'égale pression. Pour h = cte on aura donc une surface isobare.

<u>Exemple</u> :

Soit un récipient parallélépipédique de hauteur h_0 = 1m contenant du mercure sur tout son volume, le poids volumique du mercure est de 13,5 tonnes/m³, quelle est la pression effective au centre de gravité du récipient ?

$h = h_0/2 = 0.5$ m; $p - p_0 = \varpi h = 13{,}5 \times 0{,}5 = 6{,}75$ T/m² = 0,675 atm

<u>Remarque</u> :



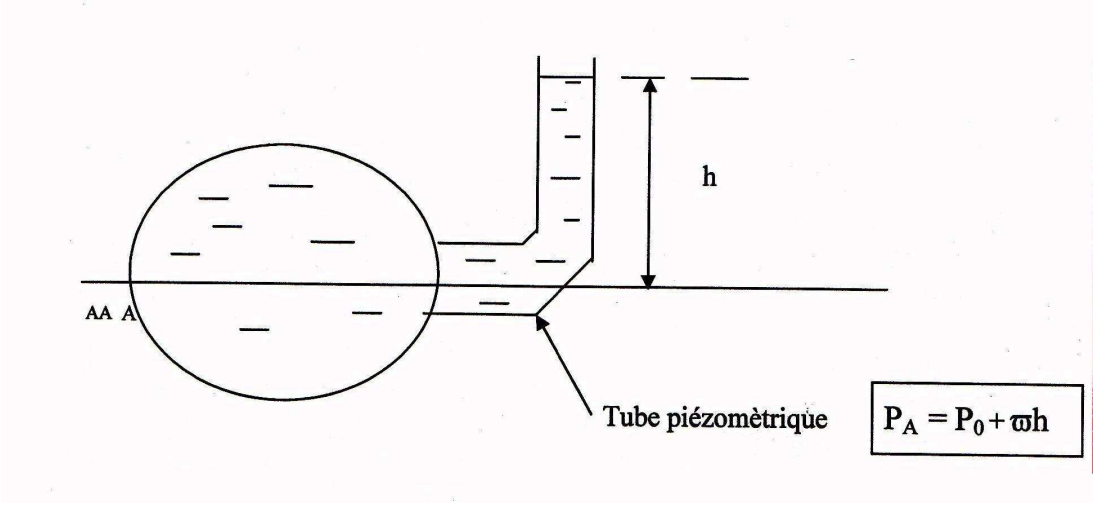
Soit un récipient ouvert rempli de liquide et exposé à l'air, au point A la pression manométrique est $Pm = \varpi\,h$.

Branchons sur le récipient au niveau du point A un mince tube de verre à bout ouvert ; Le liquide monte dans le tube. Comme sur la surface libre dans le tube la pression est également atmosphérique, le liquide s'arrête au niveau de la surface libre du récipient. La hauteur $h = Pm / \varpi$ est appelée hauteur piézométrique et le tube qui permet de mesurer cette hauteur est piézomètre.

IV) <u>Appareils de mesure de la pression Hydrostatique</u> :

1) - <u>Manomètre</u> :

C'est un appareil qui donne la pression manométrique en un point donné.

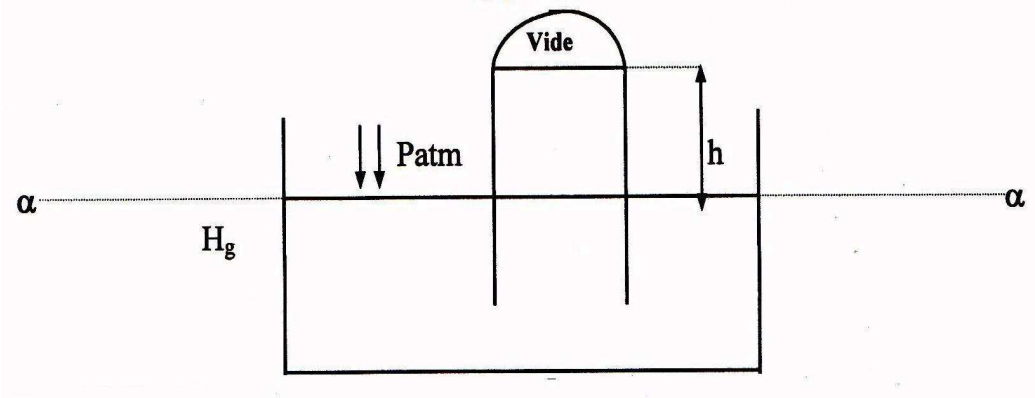


Il suffit donc de lire la dénivellation h sur le tube piézométrique. Le liquide est généralement du mercure (densité, couleur notable).

Manomètre

1) - Baromètres :

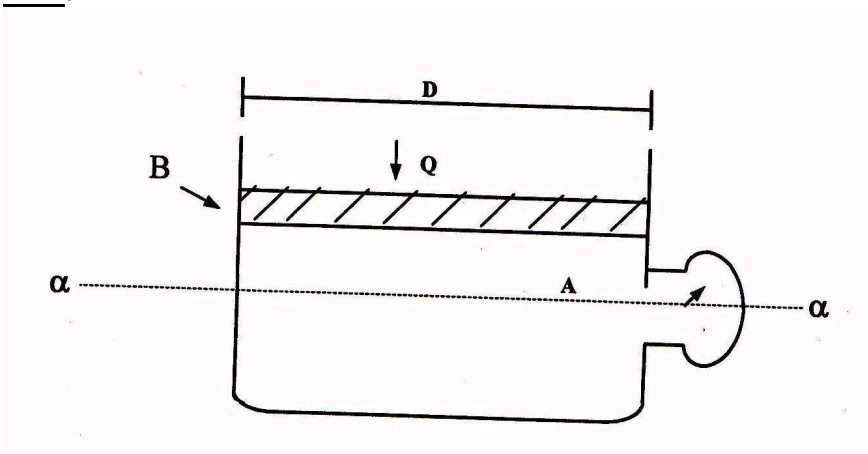
Ce sont des appareils qui mesurent uniquement la pression atmosphérique.



Patm = 0 + ϖ_{Hg} $\Rightarrow$ **Patm = ϖ_{Hg} x h**

Applications :

Ex1 :

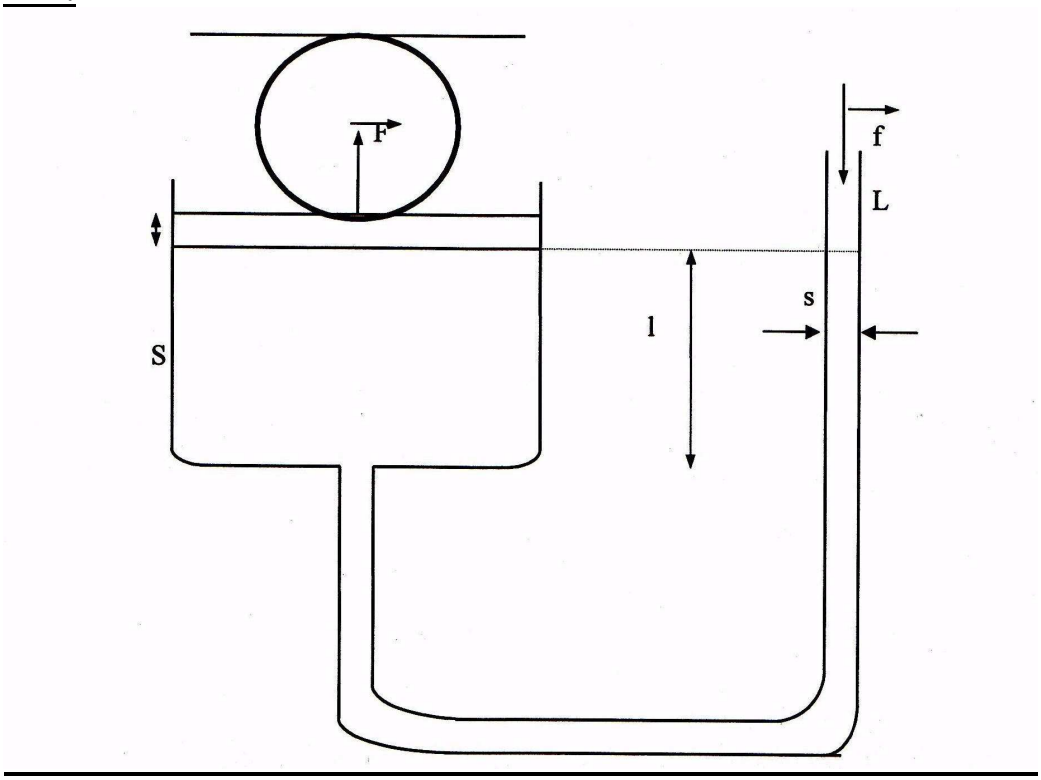


Réponse :

$P_A = P_B + \varpi h$ or $P_B = Q/S = Q/\pi D^2/4 = 4Q/\pi D^2$ d'où

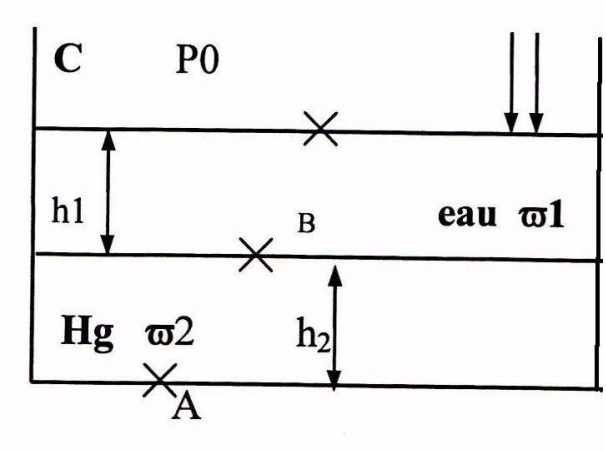
$$\boxed{P_A = 4Q/\pi D^2 + \varpi h}$$

Ex2 :



f = p s; F = p S; s l = S L (incompressibilité)
f / F = s / S = l / L, Donc connaissant l, on connaîtra L.

Ex3 :



$\mathbf{P_A = P_B + \varpi_2 h_2}$
$\mathbf{P_B = P_0 + \varpi_1 h_1}$

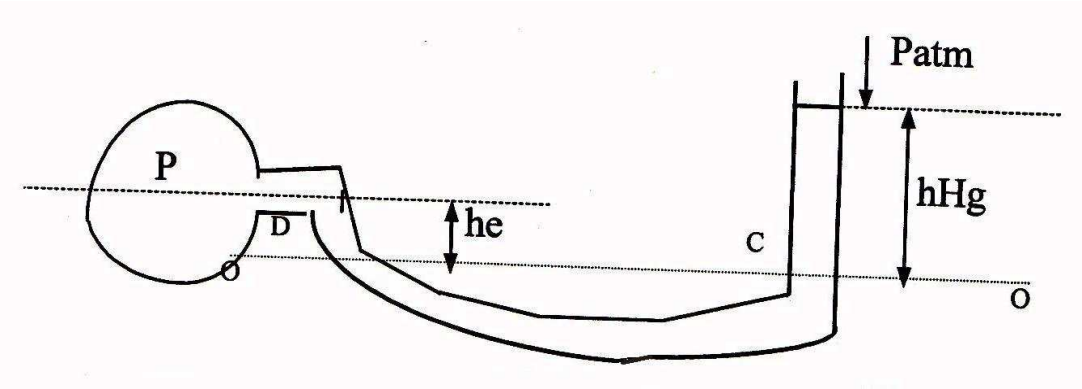
Donc $\mathbf{P_A - P_0 = \varpi_1 h_1 + \varpi_2 h_2}$ **(**<u>Pression effective au fond du réservoir)</u>

Ex4 :

Déterminer la pression manométrique dans un récipient avec eau, si la hauteur de la colonne de mercure dans le tube h_{HG} = 0.3m et la ligne de séparation entre le mercure et l'eau se trouve à 0,1 m plus bas que l'axe du récipient.

Réponse :

Par rapport à la ligne de séparation OO on peut écrire :



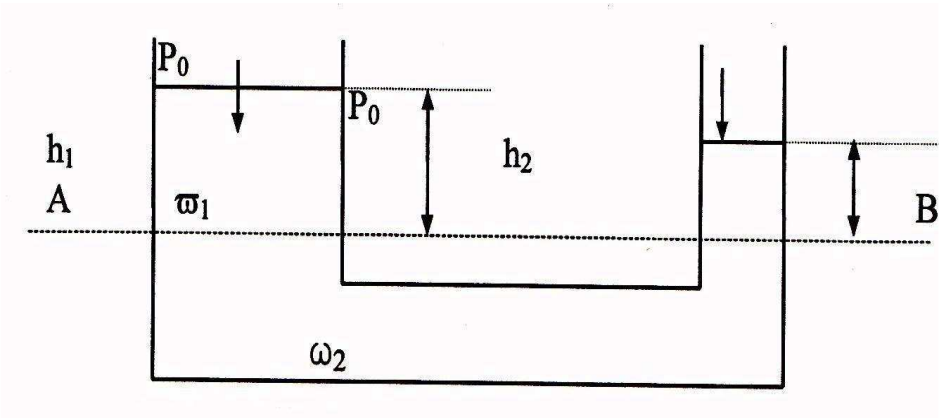
① P_c - Patm = ϖ_{Hg} hHg
② P_c - P = ϖ_e he or ($P_c = P_d$) donc

$$P - Patm = \varpi_{Hg}\, hHg - \varpi_{H2O}\, he$$

<u>A.N</u> : P-**Patm = 3,95 T/m² = 0,395 atm.**

Ex5 :

Principe des vases communicants :



Par rapport à la ligne de séparation AB on peut écrire :

$$PB - P0 = \varpi_2 h_2$$
$$PA - P0 = \varpi_1 h_1$$

Donc $\boxed{\varpi_2 / \varpi_1 = h_1 / h_2}$

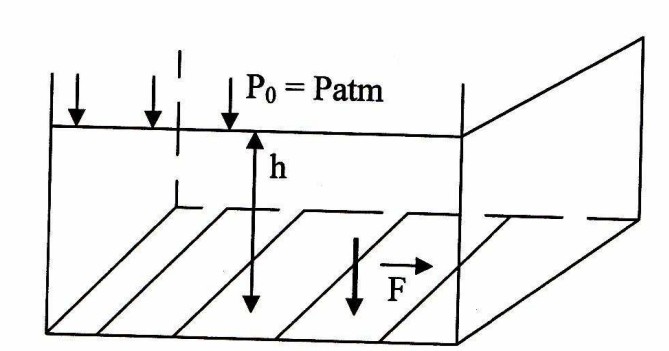
Si les pressions sur la surface libre sont égales, les hauteurs de 2 liquides différents au dessus du plan de séparation sont inversement proportionnelles à leurs masses volumiques. Si les vases sont remplis d'un même liquide homogène (on aura $h_1 = h_2$).

Ex : Convertir une hauteur de 7,5m d'eau en mètre d'huile. $\varpi_{H2O} = 1$ T/m³ ; $\varpi_{Huile} = 0{,}8$ T/m³

Rép. : 9,37 m

Applications fondamentales de l'hydrostatique

I) Force de pression hydrostatique sur une surface plane horizontale:

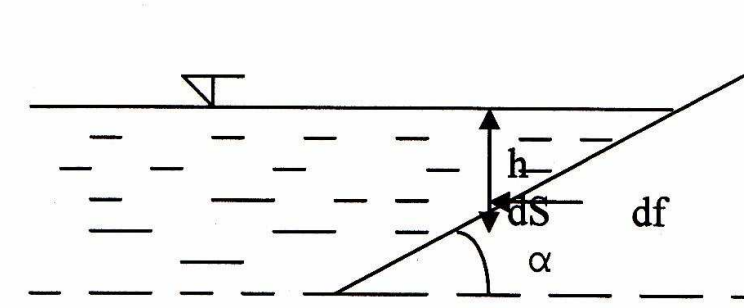


La pression manométrique au fond du réservoir est $P = \omega h$, la force de pression hydrostatique sera donc

$$\boxed{F = \omega S h}$$

C'est-à-dire que la force de pression sur un fond horizontal correspond au poids de la colonne de liquide à hauteur h au dessus de lui, remarquons au passage que la force F ne dépend pas de la forme du récipient

II) Force de pression sur les surfaces planes à orientation arbitraire :



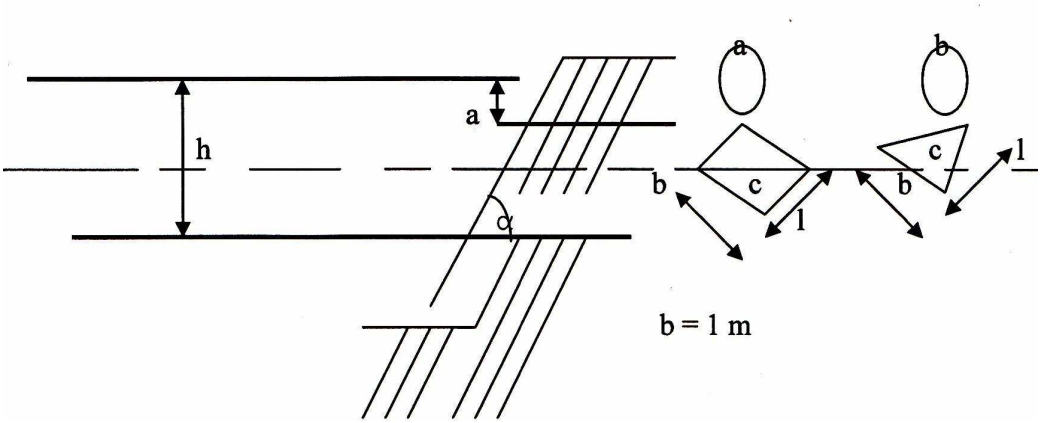
Chaque point d'une surface inclinée en contact avec le liquide est soumis à une pression différente en fonction de la profondeur d'immersion, c'est pourquoi, pour déterminer la force résultante de pression sur une surface inclinée, il est impossible d'appliquer la formule précédente.

Soit une surface élémentaire dS située à une hauteur h, on a $df = \omega h dS$, d'où

$F = \int_S \omega h dS = \omega \int_S h dS$, or $\int_S h dS = h_G.S$ avec h_G = hauteur d'immersion du centre de gravité d'où

$$\boxed{\mathbf{F = \omega h_G S}}$$

Exercice :



Déterminer la force de pression sur une vanne de vidange de fond pour les deux cas :

a) la vanne est rectangulaire
b) la vanne est triangulaire, la profondeur d'immersion de son bord supérieur a = 0,8 m et de son bord inférieur h = 2m. Angle d'inclinaison α =60°

Solution :

a) déterminons la hauteur l de la vanne et de la surface mouillée S.

l = h-a /sinα = 1, 39 m, S = b.l = 1, 39 m^2

h_G = a+ (l/2) sinα = 1,4m

F = 10^4 x 1,39 x 1,4 soit $\boxed{F = 1{,}9.10^4\ N}$

b) déterminons la surface de la vanne triangulaire à la même hauteur l = 1,39 m ; S = ½ b.l = 0,7 m^2.

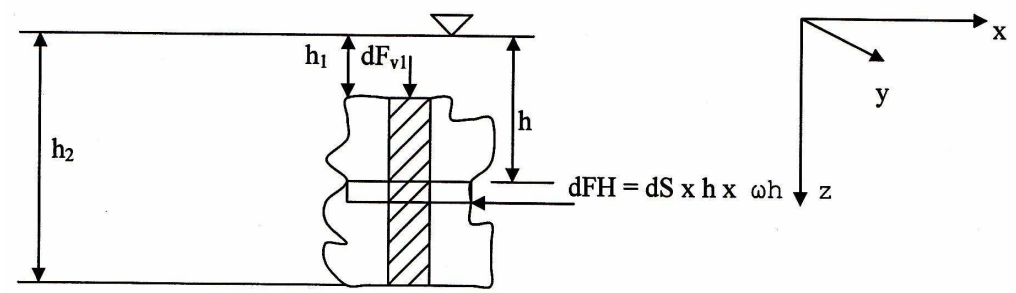
La profondeur d'immersion du centre de gravité est h_G = a+ 2/3 l. sinα soit h_G = 1,6 m

F= 10^4 x 1,6 x 0,7 soit $\boxed{F = 1{,}1.10^4\ N}$

Définition :

On appelle centre de poussée, le point d'application de la force de pression, il est évident que sur une surface horizontale, le centre de poussée coïncide avec le centre de gravité.

Poussée d'Archimède :



Soit un corps complètement immergé dans un liquide de poids volumique ω , la pression qui s'exerce en différents points de ce corps n'est pas partout la même, elle dépend de la profondeur. Décomposons le volume de ce corps en parallélépipèdes élémentaires dont les génératrices sont parallèles aux axes ox, oy, oz.

Les forces horizontales dues aux pressions du liquide s'annulent entre elles, reste à exprimer les forces verticales.

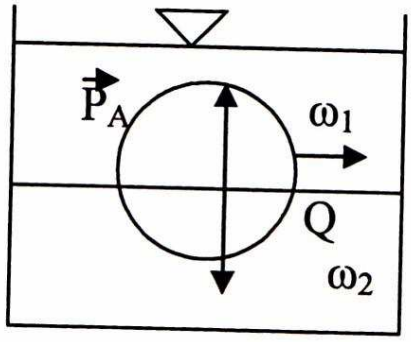
On a I dFV_1 I = ds x h_1 x ω ; I dfv_2 I = dS x h_2 x ω

$dfv_2 > dfv_1$ (les deux forces sont de sens opposé), on a donc une résultante dFV dirigée vers le haut et ayant pour module $dFv_2 - dFV_1 = dS\ (h_2 - h_1)\ x\ \omega$ d'où dFV = Dv x ω soit

$\boxed{F_V = \omega \times V}$ **c'est la poussée d'Archimède**

Donc un corps solide plongé dans un liquide en équilibre supporte de la part du liquide une force verticale dirigée de bas en haut égal au poids du volume de liquide déplacé et appliquée au centre de gravité de ce volume.

Exercice :



Une sphère constituée par un métal de poids volumique ω est en équilibre à l'intérieur d'un mélange de deux liquides non miscibles de poids volumiques respectifs ω_1 et ω_2. Le volume de la sphère est également réparti entre les deux liquides, calculer ω en fonction de ω_1 et ω_2.

Réponse :

A l'équilibre, $Q = P_A$ or $P_A = P_{A1} + P_{A2}$ (liquide 1 et liquide 2)
$P_{A1} = V/2\ \omega_1$ et $P_{A2} = V/2\ \omega_2$ donc $P_A = V/2\ (\omega_1 + \omega_2)$, d'autre part , $Q = V.\ \omega$ d'où

$V/2\ (\omega_1 + \omega_2) = V.\ \omega$ soit $\boxed{\omega = (\omega_1 + \omega_2)/2}$

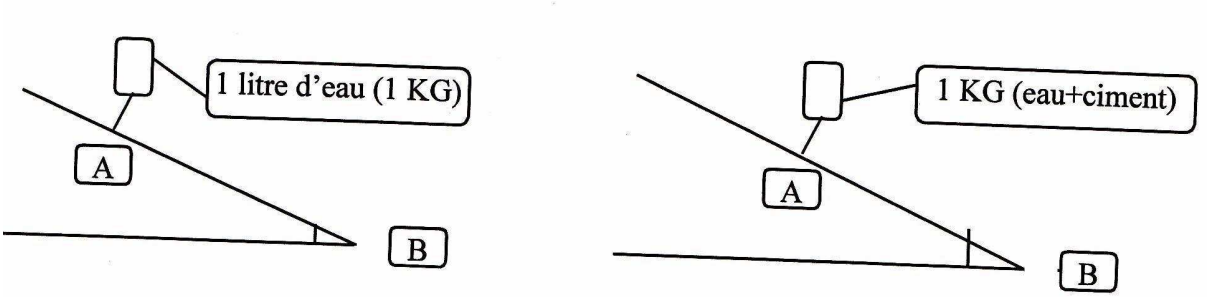
Définition : la profondeur d'enfoncement du point inférieur de la surface mouillée d'un corps est appelée tirant d'eau. Le tirant d'eau maximal d'un navire chargé est marqué par une ligne de flottaison rouge.

Ex : déterminer la masse volumique et la masse d'une barre aux dimensions b = 20 cm, h = 10 cm, l = 50 cm. Son tirant d'eau est y = 8 cm.

Réponses : $\delta = 0{,}8\ g/cm^3$, m = 8 Kg

Notion de Viscosité

I) Mise en évidence de la notion de viscosité :

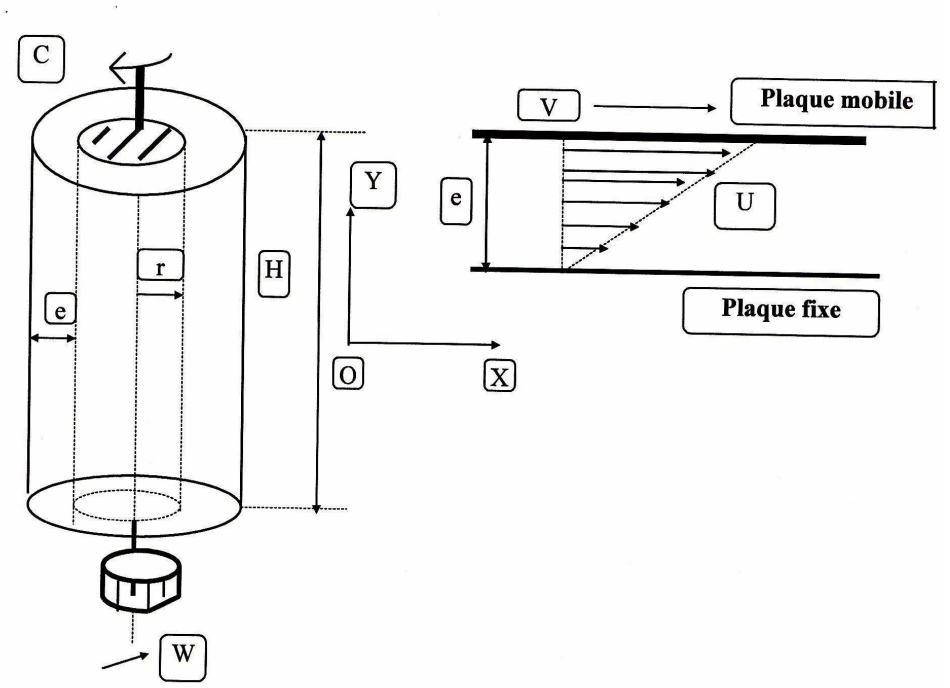


Prenons 1Kg d'eau (1litre d'eau dans une bouteille), soit un plan incliné sur lequel on verse cette eau en un certain point A, après un certain temps t_1 on va récupérer toutes les particules liquides au point B.

Faisons la même expérience avec 1Kg (eau + ciment) à la même température de l'eau (25°c par exemple), soit t_2 le temps pour récupérer les particules du mélange (eau+ciment), il est évident que $t_2 > t_1$.

Les liquides ont les propriétés de résister aux efforts tangentiels qui tendent à faire déplacer les couches du liquide les unes par rapport aux autres. Cette propriété s'appelle viscosité. La viscosité se manifeste par le fait qu'au déplacement des couches de liquide voisines naissent des forces de frottement internes entre les couches. Par suite du frottement, la couche plus rapide entraîne la couche de liquide plus lente et vice versa.

II) Expérience de couette :



Soit 2 cylindres coaxiaux de rayons peu différents dont l'espace intermédiaire est rempli de fluide, si on entraîne le cylindre extérieur avec un moteur et avec la vitesse angulaire constante ω,on constate que le cylindre intérieur a tendance à tourner dans le même sens. Pour le maintenir immobile, il faut donc lui appliquer un couple C de sens opposé, la distance entre les 2 cylindres étant petite devant leur rayon moyen r, on peut schématiser l'expérience en considérant un plan mobile P' se déplaçant parallèlement à un plan fixe P parallèle à ox, de surface $S=2\pi rh$ à la distance e et avec la vitesse linéaire $v = \omega r$.

Sur la plaque fixe P s'applique une force F parallèle à P, c'est une force de frottement due à la présence du fluide intermédiaire. Tant que ω reste inférieure à une valeur critique ωc; l'expérience montre que F est proportionnel à VS/e, on écrira donc :

$\boxed{\mathbf{F = \mu .(S.V)/e}}$; μ est un facteur de proportionnalité qui ne dépend que du fluide et de la Température. C'est ce qu'on appelle la viscosité dynamique du fluide.

La force par unité de surface est : $\mathbf{F/S = \Upsilon 0 = \mu .V/e}$

V/e représente la vitesse par unité d'espacement**,** on peut donc poser:

$$\Upsilon_0 = \mu .du / dy$$

L'intérêt du viscosimètre de couette est le calcul de μ en effet : il faut que C soit égal au moment de la force de frottement soit $C = r S \Upsilon 0 = r S \mu .V/e$ or

$V = \omega r$, $S = 2 \pi r h$ donc: $C = r \times 2 \pi r h \times \mu \times \omega r/e$

$\Rightarrow$ $\mathbf{C = (2 \pi r^3 h \mu \omega) / e}$ d' où $\boxed{\mathbf{\mu = C e / 2 \pi r^3 h \omega}}$

<u>Unité de la viscosité dynamique :</u>

Equation aux dimensions : $\mu = F e / V.S \Rightarrow [\mu] = MLT^{-2} L / L^2 L T^{-1}$
$[\mu] = (M L^{-1} T^{-1})$ **kg**/m/s dans le système international μ s'exprime en poiseuille, autre unité le poise; 1 poiseuille = 10 poises

<u>la viscosité cinématique :</u> $\upsilon = \mu / \rho$ ou μ**:** Viscosité .dynamique et ρ**:** masse volumique.

Donc la viscosité dynamique = viscosité cinématique x ρ **.**
Unité $[\upsilon] = M L^{-1} T^{-1} / M L^{-3} = L^2 T^{-1}$ (m^2/s), autre unité **:** le Stokes avec

<u>1 $m^2/s = 10.^4$ Stokes.</u>

<u>Remarque :</u>

- Pour un fluide parfait $\mu = \upsilon = 0$**;** pour un liquide réel $\mu \# 0$
- Lorsque la température augmente, la viscosité cinématique de l'eau diminue d'une façon notable, elle peut être calculée à l'aide de la formule empirique de poiseuille (en stokes).

$$\boxed{\upsilon = 0{,}0178 / 1+0{,}0337t + 0{,}000221\ t^2}\ ;\ t = \text{température en °C}$$

Les valeurs de la viscosité υ pour l'eau en fonction de la t° sont données par le tableau suivant :

T°c	Viscosité cinématique		T°c	Viscosité cinématique	
	10^{-6} m²/s	St		10^{-6} m²/s	St
0	1,78	0,0178	20	1,01	0,0101
5	1,52	0,0152	30	0,81	0,0081
10	1,31	0,0131	40	0,66	0,0066
12	1,24	0,0124	50	0,55	0,0055
15	1,14	0,0114			

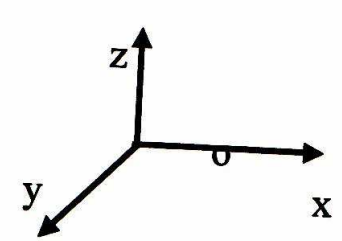
Généralités d'hydrodynamique

I/- Introduction :

L'objectif principal de l'hydrodynamique est de déterminer en un point donné la vitesse, la pression, le débit et leurs relations au cours de l'écoulement.

II/- Définitions générales :

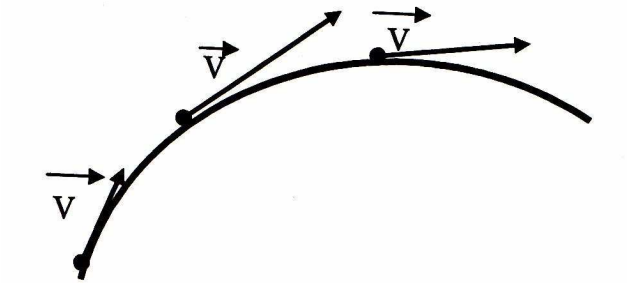
a) Ecoulement permanent :



C'est un écoulement où les caractéristiques d'une particule liquide ne dépendent que de la position du point M. donc V= f (x, y, z) ; Q= f (x, y, z) ; P = f (x, y, z).

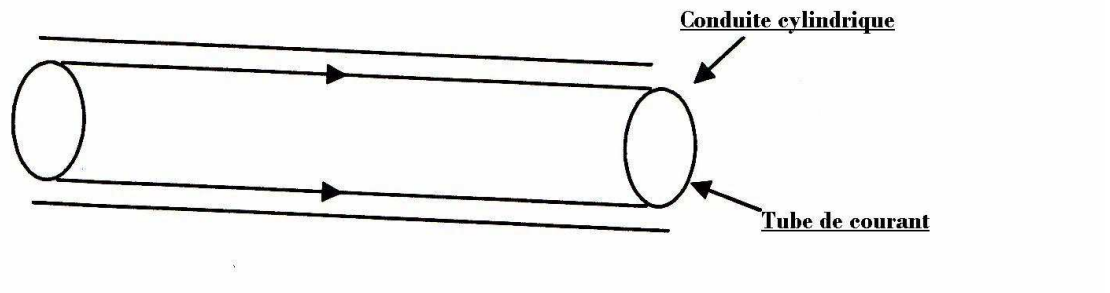
Dans un écoulement permanent, les caractéristiques d'une particule liquide ne dépendent pas du temps. En contre partie un écoulement non permanent fait intervenir x, y, z et t.

b) ligne de courant :



On appelle ligne de courant, une ligne qui a un instant donné est tangente en chacun de ses points au vecteur vitesse. Si l'écoulement est permanent, les lignes de courant et les trajectoires sont confondues.

c- Tube de courant :



On appelle tube de courant, l'ensemble des lignes de courant appuyées sur un contour fermé placé à l'intérieur de l'écoulement.

d- <u>Ecoulement laminaire</u> :

L'écoulement est dit laminaire si les particules liquides se déplacent suivant des filets parallèles et qui ne changent pas tout le long de l'écoulement.

e- <u>Ecoulement turbulent</u> :

L'écoulement est dit turbulent si au contraire, les particules liquides suivent des trajectoires non régulières et non rectilignes.

La distribution entre l'écoulement laminaire et l'écoulement turbulent est faite à l'aide d'une grandeur appelée : nombre de Reynolds (Re).

$$Re = \frac{U.\,D}{\sqrt{}} \qquad Re = \frac{Q.\,D}{S.\,\sqrt{}} \qquad ;\ (U = \frac{Q}{S})$$

U = Vitesse moyenne
D = Paramètre caractérisant l'ouverture de la section d'écoulement, c'est le diamètre pour une section circulaire.
√ = Viscosité cinématique du liquide
(Re est un nombre sans dimension)

- Si Re < 2000 : écoulement laminaire
- Si Re > 2000 : écoulement turbulent

f- <u>Ecoulement en charge</u> :

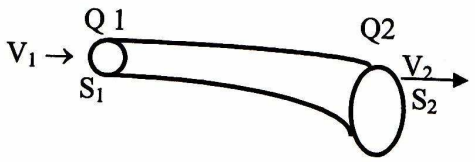
Un écoulement est dit en charge s'il n'y a pas de contact entre le liquide et l'atmosphère. C'est le cas des écoulements dans les conduites.

g- <u>Ecoulement à surface libre</u> :

Le liquide s'écoule en contact avec l'atmosphère, c'est le cas des écoulements dans les canaux découverts et dans les oueds.

h- <u>Equation de continuité</u> :

L'équation de continuité exprime que le liquide est continu, c'est à dire qu'il ne peut y avoir aucune partie du liquide ni apport extérieur, ni prélèvement de la nature. La masse se conserve au cours de l'écoulement.



$Q_1 = Q_2$ donc $V1\ S_1 = V_2\ S_2$

III/- <u>Différentes formes d'énergie</u> :

En hydrodynamique, l'énergie d'une certaine quantité de liquide, en écoulement est rapportée à l'unité de poids (force) du liquide qui s'écoule. C'est ce qu'on appelle la charge hydraulique H. Les dimensions sont celles d'une longueur (Kg.m/ Kg) → mètre.
Une particule liquide Q amenée d'une vitesse V, soumise à une pression P et située à une côte Z par rapport à un repère, possède par unité de poids 3 formes d'énergie.

a) <u>Energie cinétique</u> :

$Wc = ½\ m\nu^2$; ν= Vitesse, or $m= \rho\nu$ avec ρ = masse volumique et ν = volume), donc

$Hc = \frac{Wc}{F}$ et $F = \rho g\nu$ d'où $\boxed{Hc = \frac{\nu^2}{2g}}$

b) <u>Energie de pression</u> :

$Wp = p \times \nu$ avec ν = volume et p = pression

$Hp = Wp / F = p \times \nu \times (1/\rho g\nu)$ donc $\boxed{H_p = \frac{P}{\varpi}}$ avec ϖ = poids volumique de l'eau

c) <u>Enérgie de position ou énergie potentielle</u> :

$Wz = f \times z \Rightarrow Hz = \frac{F \times z}{F}$ d'où $Hz = z$

z = position du liquide par rapport à un niveau de référence. La charge totale sera donc

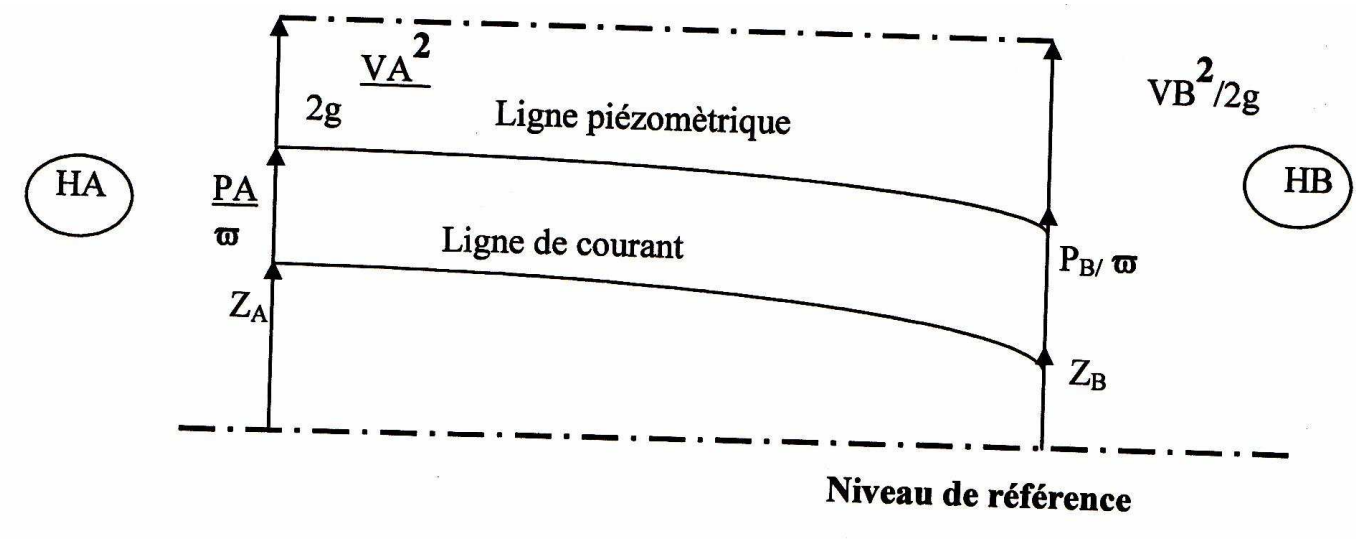
$$\boxed{H = z + \frac{P}{\varpi} + \frac{V^2}{2g}}$$

C'est la charge totale d'un filet liquide non visqueux en mouvement permanent sans l'action des seules forces de gravité

IV/- <u>Théorènne de Bernoulli pour un liquide parfait</u> <u>(viscosité nulle) :</u>

$$\boxed{H= z + \frac{P}{\varpi} + \frac{V^2}{2g} = Cte}$$

C'est à dire que la charge hydraulique se conserve au cours de l'écoulement.



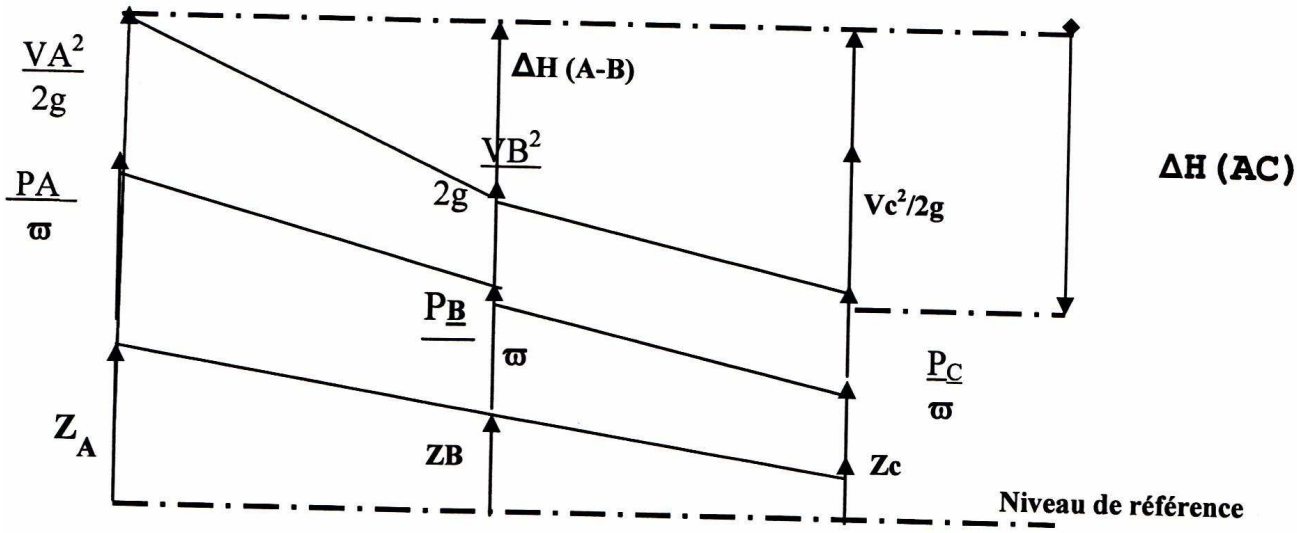
V) <u>Théorème de Bernouilli pour un liquide réel</u> :

$$H = Z + \frac{P}{\varpi} + \frac{V^2}{2g} + \Delta H = Cte$$

$$Z_1 + \frac{P1}{\varpi} + \frac{V_1^{\,2}}{2g} = Z_2 + \frac{P2}{\varpi} + \frac{V2^2}{2g} + \Delta H_{(1-2)}$$

ΔH 1-2 est appelé pertes de charges entre le point 1 et le point 2 (l'écoulement se faisant du point 1 vers le point 2).

<u>Représentation graphique</u>



L’équation de Bernoulli est souvent utilisée dans les différentes branches de l’Hydraulique, elle est la base des formules de calcul et permet de résoudre des problèmes pratiques importants. Pour y arriver, il faut choisir le niveau de référence d’une manière judicieuse et de même pour les deux points A et B : ceci permet concrètement de minimiser le nombre d’inconnues.

Si l’on introduit dans l’équation de Bernoulli deux inconnues, il faut également appliquer l’équation de continuité.

Pour transporter un débit Q sur une certaine distance, il faut déterminer les caractéristiques de la conduite par un calcul économique tenant compte de sa résistance mécanique, de la pression du fluide et des pertes de charges.

Calcul des pertes de charges

I) Introduction :

Les pertes de charge se composent de deux parties : les pertes de charges singulières ΔH_S et les pertes de charges linéaires ΔH_L.

Les pertes de charges totales sont : $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$.

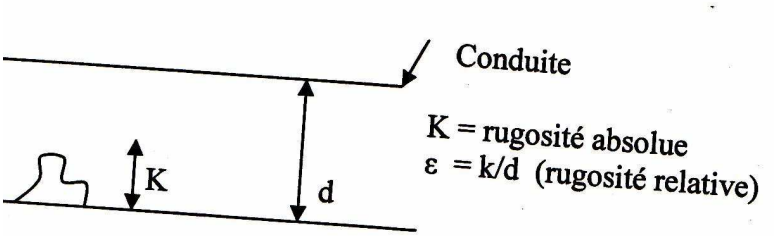
1/- Les pertes de charges linéaires/ :

Ce sont les pertes de charges qui s'effectuent le long d'une conduite dépourvue de singularités. L'expression générale des pertes de charges linéaires s'écrit :

$\boxed{\Delta H_L = \lambda \ x \ 1/d \ x \ v^2/2g}$: (Formule de Darcy-Weisbach) avec les désignations suivantes :

v = vitesse moyenne de l'écoulement ; g = accélération de la pesanteur ; d = diamètre de la conduite ; l = longueur de la conduite ; λ = coefficient des pertes de charges linéaires.

Le coefficient λ dépend de la nature de l'écoulement (laminaire ou turbulent) et de la rugosité des parois de la canalisation (K).



Parmi les formules empiriques proposées pour le calcul de λ en fonction de k, on cite la formule suivante :

Formule de **Nikuradse** : $\boxed{1/\sqrt{\lambda} = 1{,}74 + 2\log_{10}[d/2k]}$

Rugosité uniforme équivalente pour quelques types de matériaux :

Nature	Rugosité (en mm)	Nature	Rugosité (en mm)
- Tube de verre	~ 10^{-4}	- Tube en acier soudé rouillé	0.4
- Tube en acier laminé neuf	~ 5. ~10^{-4}	- Tube en fer galvanisé	0.15 à 0.20
- Tube en acier laminé rouillé	0.15 à 0.25	- Tube de ciment lisse	0.3 à 0.8
- Tube en acier laminé incrusté	1.5 à 3	- Tube de ciment brut	jusqu'à 3
- Tube en acier soudé neuf	0.03 à 0.1		

Pour un écoulement laminaire dans une conduite cylindrique $\boxed{\lambda = 64/R_e}$

Avec R_e = nombre de Reynolds. **(C'est la formule de Poiseuille)**

Il est à noter qu'au fur et à mesure du temps, le coefficient de rugosité k varie ce qui influe sur les pertes de charges.

Pour un écoulement turbulent, les formules sont très nombreuses et très compliquées, la formule la plus utilisée est celle de coolbrook à savoir :

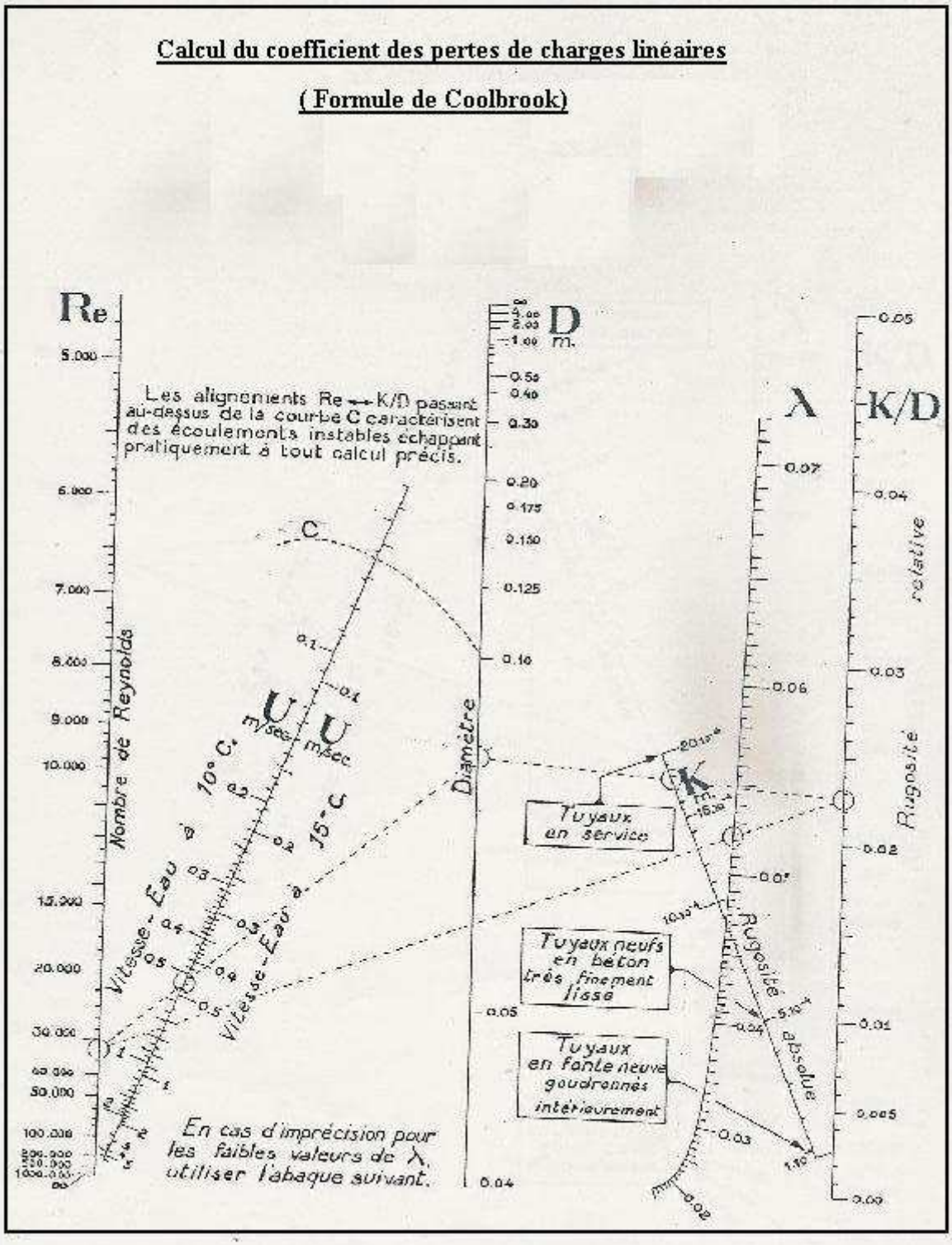
$$\boxed{1/\sqrt{\lambda} = -2\log_{10}\left[(k/3{,}7\,D) + (2{,}5l/\,R_e\sqrt{\lambda})\right]}$$

avec D = diamètre de la conduite
k = rugosité absolue
R_e = nombre de Reynolds

Cette équation est difficile à résoudre, en pratique on utilise un abaque : il suffit de connaître R_e et k/D. (voir Graphiques)

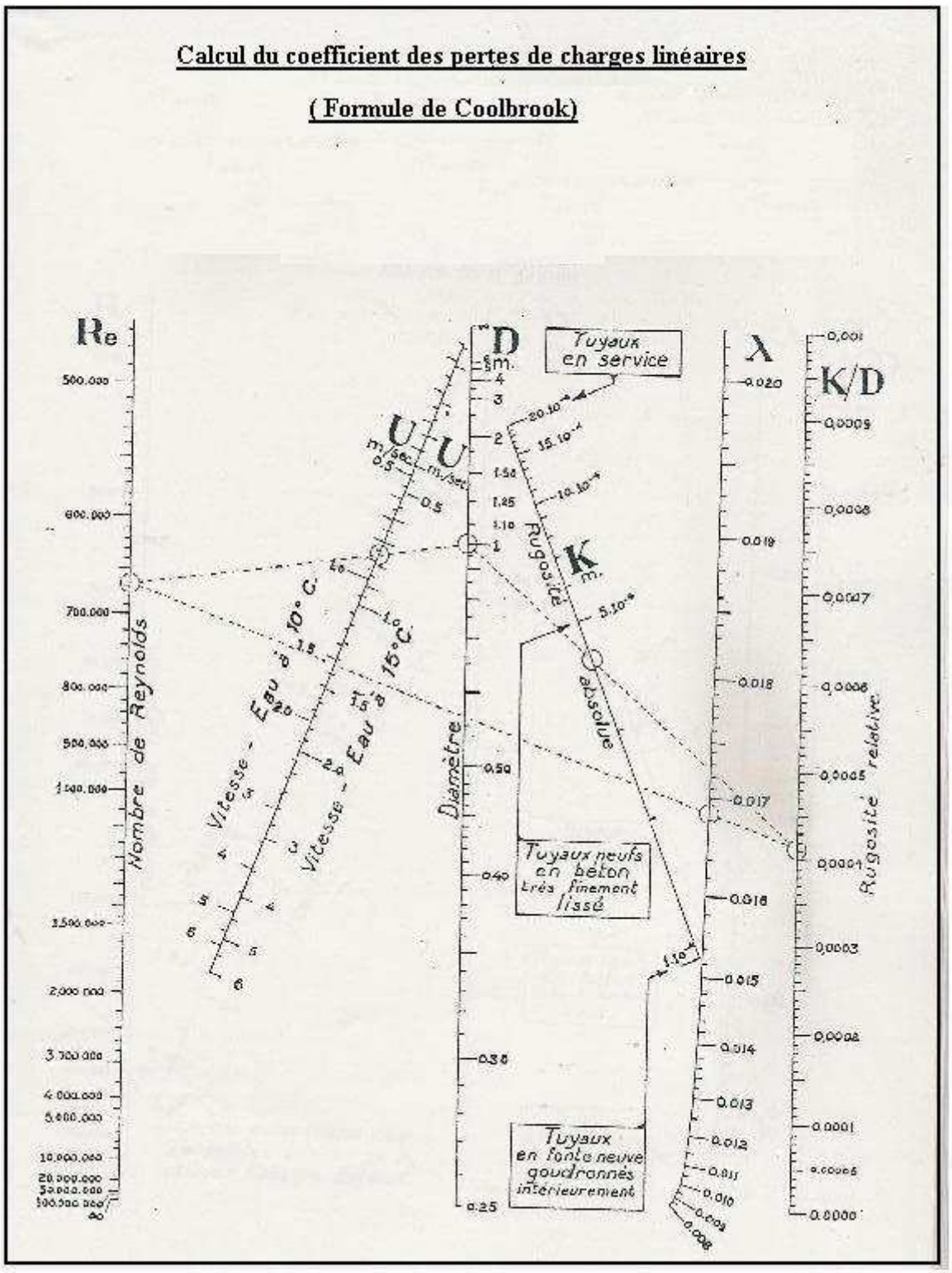
Avec le développement de la micro informatique, et grâce au tableur excel, on peut calculer λ (gestionnaire de scénarios, valeur cible) :

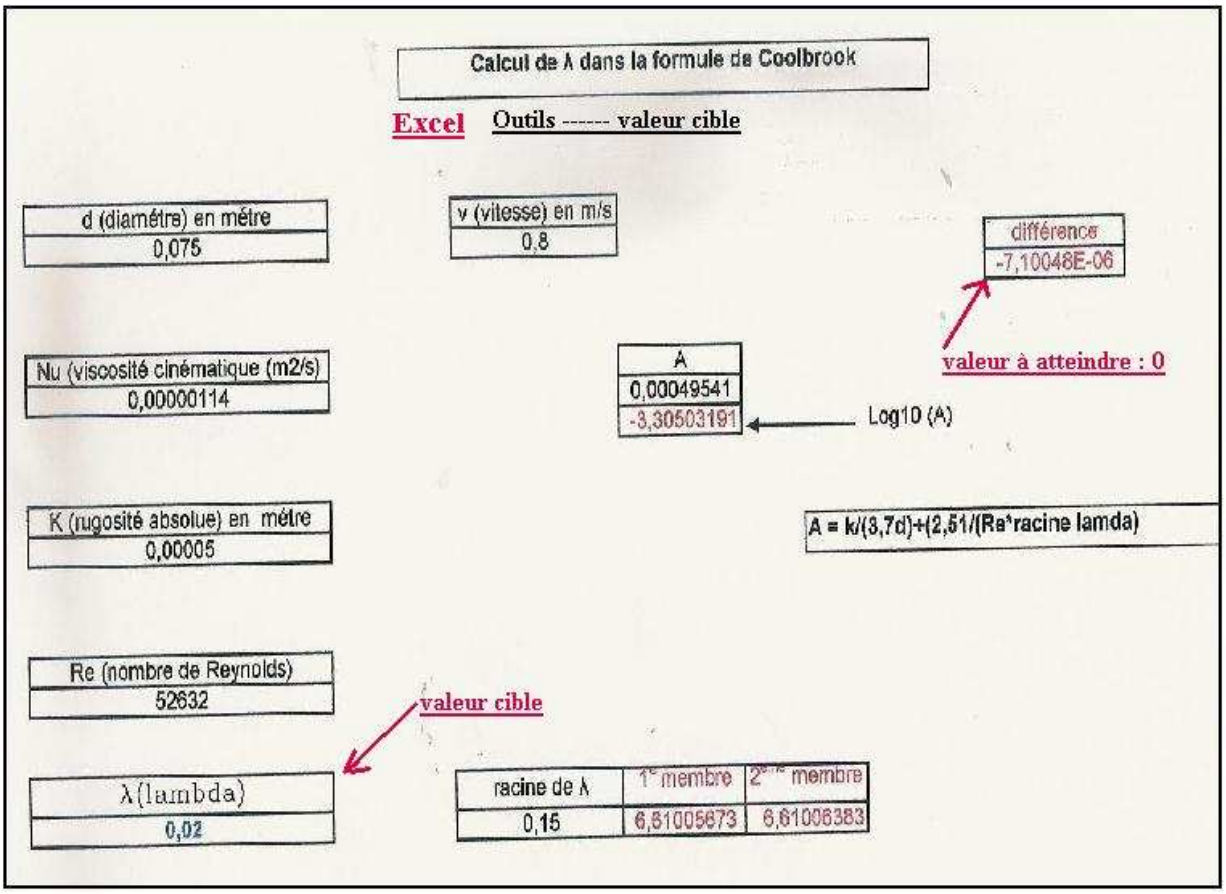
- entrer et afficher tous les paramètres intervenant dans la formule de coolbrook.
- Donner à λ une valeur arbitraire
- Calculer les deux membres de l'équation de coolbrook et afficher la différence de ces deux membres dans une cellule
- Aller dans le menu au niveau de valeur cible : pour la valeur à atteindre, il faut que la cellule contenant la différence des deux membres soit égale à 0, pour ce faire, la valeur cible à changer est la cellule correspondant à λ
- Une fois que toutes ces étapes sont validées, des itérations seront entreprises et la valeur exacte de λ sera affichée dans la cellule correspondante.


Calcul du coefficient des pertes de charges linéaires
(Formule de Coolbrook)
Re
D
m.
λ
K/D
Les alignements Re ⟷ K/D passant au-dessus de la courbe C caractérisent des écoulements instables échappant pratiquement à tout calcul précis.
C
U
m/sec
Nombre de Reynolds
Diamètre
Rugosité relative
Rugosité absolue
Vitesse - Eau à 10° C
Vitesse - Eau à 15° C
K
Tuyaux en service
Tuyaux neufs en béton très finement lisse
Tuyaux en fonte neuve goudronnés intérieurement
En cas d'imprécision pour les faibles valeurs de λ, utiliser l'abaque suivant.

Calcul du coefficient des pertes de charges linéaires

(Formule de Coolbrook)





Formule de Balsuius : (pour les conduites hydrauliquement lisses).

$$\lambda = 0{,}316/ R_e^{1/4}$$

Formule de Chezy :

$v = C\sqrt{R_h \cdot j}$ (1) avec v = vitesse ; j = perte de charge linéaire par unité de longueur $j = \Delta H_L /L$.

$$R_h = \text{rayon hydraulique} = \frac{\text{Section mouillée}}{\text{Périmètre mouillé}}$$

Ex : Pour une section circulaire totalement remplie. On a $S = \pi D^2/4$; $P = \pi D$

Soit $R_h = D/4$

C : est le coefficient de Chezy ; d'après Manning on a : $C = 1/n\ R_h^{1/6}$ (2)

n = est un nombre qui dépend de l'écoulement et de la nature de la conduite.

En combinant l'équation (1) et (2) on obtient $v = 1/n\ R_h^{2/3} \times [\Delta H_L /L]^{1/2}$

Soit :

$$\boxed{\Delta H_L = \frac{V^2 L}{1/n^2 \; R_h^{4/3}}}$$

Remarque : Dans la formule générale on a $\Delta H_L = \lambda \times 1/d \times v^2/2g$

Soit : $\boxed{\Delta H_L = 8\lambda L Q^2/\pi^2 D^5 g}$ on voit donc que les pertes de charge linéaire sont :

- Proportionnelles au carré du débit.
- Inversement proportionnelles à D^5.
- Proportionnelles à la longueur L.

Formule de Hazen Williams : (très utilisé dans les pays Anglo-Saxons)

$$\boxed{\Delta H_L = L \times 10{,}72/ (CHW)^{1{,}85} \times Q^{1{,}85}/D^{4{,}87}}$$

Avec Q= débit en m³/s ; D = diamètre de la conduite en mètres ; L = longueur de la conduite.

CHW = Coefficient de Hazen Williams.

CHW = 100 pour la fonte.
CHW = 130 pour l'acier galvanisé.
CHW = 95 pour l'acier.

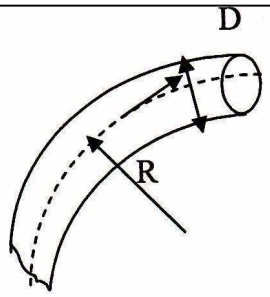
2) Les Pertes de Charges Singulières/ :

On appelle pertes de charges singulières celles qui sont occasionnées par les singularités (Coudes, vannes, clapets, branchement …etc), c'est à dire en dehors de longs alignements.

La formule générale des pertes de charges singulières s'écrit : $\boxed{\Delta H_S = k \times v^2/2g}$

k est un coefficient sans dimension qui dépend de la forme et des dimensions de l'irrégularité. v est la vitesse de l'eau.

Les cas de figures suivants donnent certaines valeurs de k :

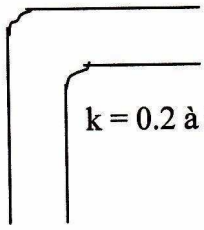


R/D	k
0.50	0.90
0.75	0.45
1	0.35
1.50	0.25
2.00	0.20

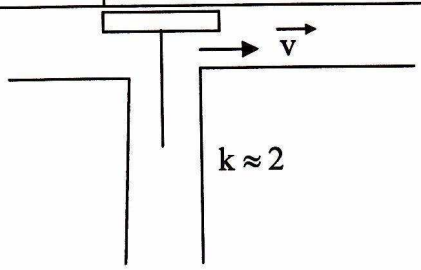
Coude arrondi

α	k
15°	0.1
30°	0.2
40°	0.5
60°	0.7
90°	1.3

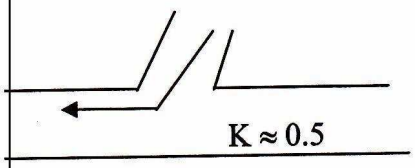
Coude à angle vif

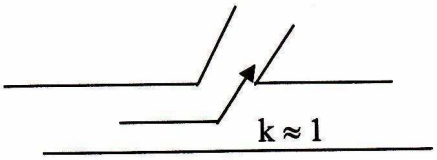


Coude muni de directrices
(Angle droit)

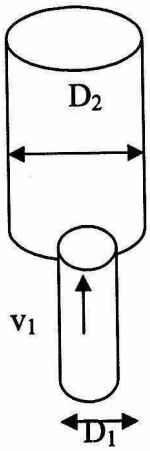


Soupape



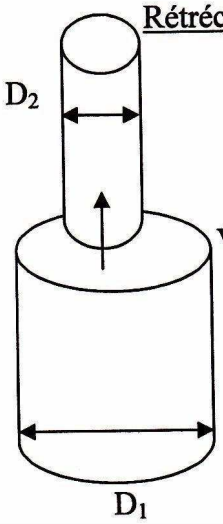


Elargissement brusque



D_1/D_2	k
0 ,1	1
0.2	0.9
0.4	0.7
0.6	0.4
0.8	0.2

Rétrécissement



D_2/D_1	k
0.1	0.6
0.2	0.5
0,4	0,4
0,6	0.3
0,8	0.2

RACCORDS PVC

COUDE A 90°

Code	Diam	Prix U	QTE/Carton
GO1315	ø 315	2072,84	
GO1250	ø 250	1205,60	1
GO1225	ø 225	625,24	
GO1200	ø 200	552,20	1
GO1160	ø 160	286,00	4
GO1140	ø 140	183,70	6
GO1125	ø 125	150,26	10
GO1110	ø 110	65,56	14
GO190	ø 90	44,22	25
GO175	ø 75	33,88	40
GO163	ø 63	15,84	70
GO150	ø 50	11,00	140
GO140	ø 40	7,26	120
GO132	ø 32	4,62	200
GO125	ø 25	3,96	
GO120	ø 20	3,43	

COUDE A 45°

Code	Diam	Prix U	QTE/Carton
GO2315	ø 315	1831,72	
GO2250	ø 250	964,26	1
GO2225	ø 225	502,92	
GO2200	ø 200	465,08	1
GO2160	ø 160	198,66	6
GO2140	ø 140	165,00	6
GO2125	ø 125	136,40	12
GO2110	ø 110	92,84	16
GO290	ø 90	42,90	30
GO275	ø 75	30,80	50
GO263	ø 63	18,70	90
GO250	ø 50	12,10	170
GO240	ø 40	9,90	150
GO232	ø 32	7,26	250
GO225	ø 25	5,72	

TE EN PVC

Code	Diam	Prix U	QTE/Carton
TI315	ø 315	2410,54	
TI250	ø 250	1301,74	1
TI225	ø 225	682,44	
TI200	ø 200	609,62	1
TI160	ø 160	328,68	3
TI140	ø 140	277,20	4
TI125	ø 125	200,20	7
TI110	ø 110	86,24	10
TI90	ø 90	53,02	20
TI75	ø 75	36,96	32
TI63	ø 63	19,58	50
TI50	ø 50	13,42	90
TI40	ø 40	9,90	80
TI32	ø 32	5,94	150
TI25	ø 25	4,62	250
TI20	ø 20	3,87	

Exercices

Ex 1 : Déterminer les pertes de charges à l'arrivée de l'eau avec une vitesse v=0,7 m/s a partir d'une conduite en béton bien lisse de diamètre d= 0,075 m et de longueur l= 20 m. La viscosité cinématique de l'eau dans ces conditions est ν= 0.0131 stokes.

Réponses :

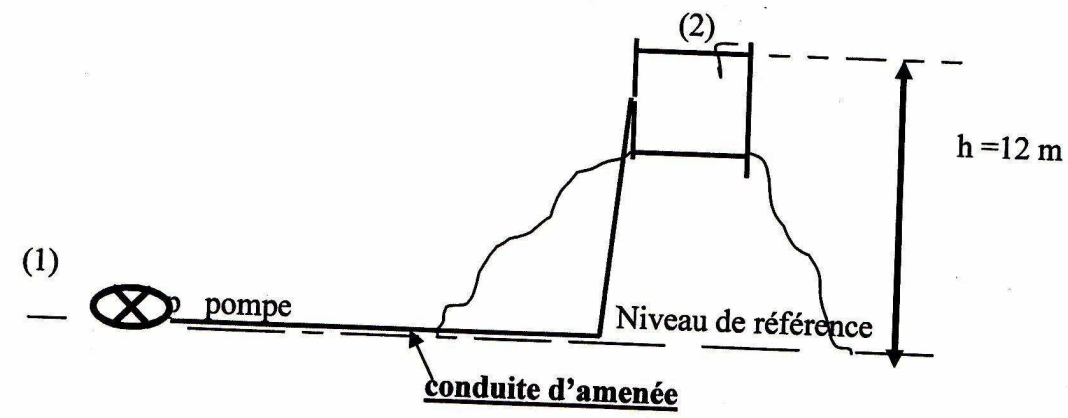
$$\Delta H_L = \lambda \times \frac{l}{d} \times \frac{v2}{2g}$$; l, d et v sont connus.

D'après la formule de Blasius, $\lambda = 0{,}316 / Re^{0,25}$ (écoulement hydrauliquement lisse)

Re = V x D /ν soit Re = 40076 d'où $\lambda = 0{,}022$; tout calcul fait,

On obtient $\boxed{\Delta H = 0{,}14 \text{ m}}$

Ex 2 : Déterminer la pression manométrique que doit fournir une pompe pour amener de l'eau en quantité Q = 15 l/s dans un château d'eau à la hauteur de 12 m par une tuyauterie de longueur l = 50 m. Diamètre des conduites ; d = 150 mm. Prendre λ= 0,03 et k= 0,2 (coefficients des pertes de charges).



Réponse :

Appliquons l'équation de Bernoulli entre les points 1 et 2

$$Z1 + \frac{P1}{\varpi} + \frac{V1^2}{2g} = z2 + \frac{P2}{\varpi} + \frac{V2^2}{2g} + \Delta H$$

On peut travailler avec des pressions manométriques : (P2 = 0).

Or Z1 = 0 ; Z_2 = 12 m ; V_2 = 0. ; $Q = v.s = v.\frac{\pi d^2}{4}$ soit

$V = 4Q/\pi d^2$ A.N $V = 0,85$ m/s.

Donc $P1 + \frac{(0,85)^2}{10^4} = \frac{12}{20} + \Delta H$

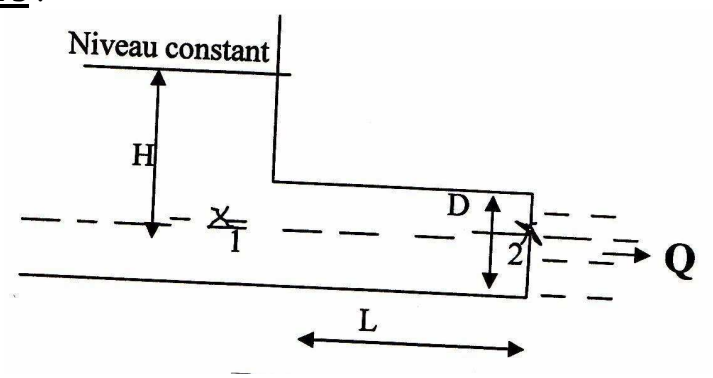
$\Delta H = \Delta HL + \Delta Hs$.

$\Delta HL = \lambda \times \frac{l}{d} \times \frac{v2}{2g}$ soit $\Delta HL = 0,36$ m

$\Delta Hs = k \times \frac{v2}{2g} = 0,007$ d'où $\Delta H_T = 0,37$ m

Donc $\frac{P}{104} + \frac{(0,85)^2}{20} = 12 + 0,37$; $P = 123340$ Pa ⟹ **P = 1,23 bars.**

Ex 3 :



H= 10 m, n (acier) = 0,01, d= 80 cm ; L = 800 m ; K = 0,5 calculer le débit Q à la sortie de la conduite.

Réponse :

L'exercice en question peut être assimilé à un barrage où on veut calculer le débit au niveau de la vidange de fond.

Appliquons l'équation de Bernoulli entre les points 1 et 2.

On a $z_1 + \frac{P1}{\varpi} + \frac{v1^2}{2g} = z2 + \frac{P2}{\varpi} + \frac{v2^2}{2g} + \Delta H$

$Z_1 = z_2 = 0$.

$P_1 = P\,(Patm) + \varpi H$; $P_2 = Patm$; $v_1 = 0$.

Donc $H = \frac{V^2}{2g} + \Delta H$

$\Delta H = \Delta H_L + \Delta Hs$

Avec $\Delta H_L = \frac{L\, n^2\, v^2}{(Rh)\ 4/3}$ et $\Delta Hs = K\ \frac{v^2}{2g}$

D'où $\Delta H = \frac{v^2}{2g}\left[\frac{2g\,Ln^2}{(Rh)\,4/3} + k\right]$ d'où

$H = \frac{v2}{2g} + \frac{v2}{2g}\left[\frac{2g\,Ln2}{(Rh)\,4/3} + k\right]$ soit, $H = \frac{v2}{2g}\left[1+k+\frac{2g\,ln^2}{(Rh)\,4/3}\right]$

Avec $Rh = \frac{d}{4}$ donc

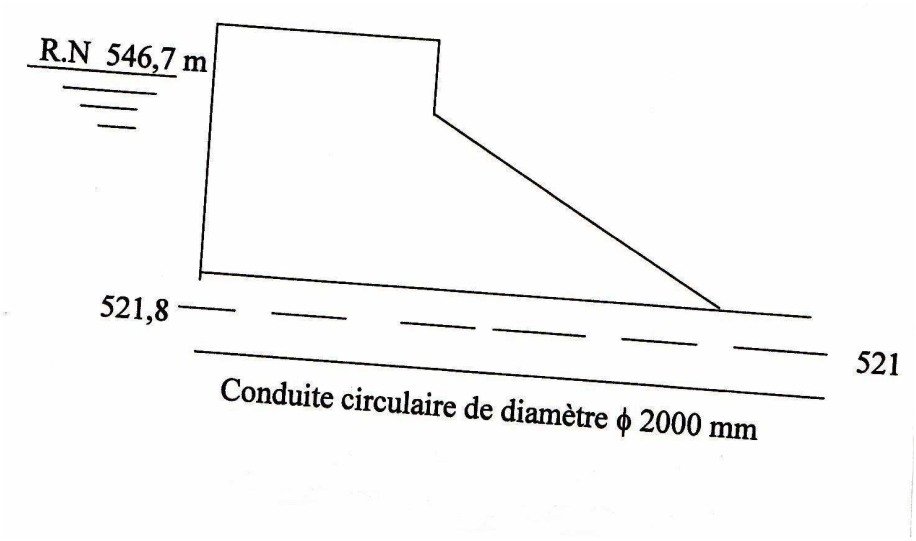
$$\boxed{V = \sqrt{\frac{2gH}{1+k+\frac{2g\,ln^2}{(d/4)4/3}}}}$$

A.N $\boxed{V = 3{,}6 \text{ m/s.}}$

$Q = V.S = V.\pi d2/4 \Longrightarrow \boxed{Q = 1{,}8 \text{ m}^3/\text{s}}$

Exercice :

Calculer le débit évacué par la vidange de fond d'un barrage ainsi que la vitesse à la sortie pour un plan d'eau à la côte de retenue normale (546,7 m) en tenant compte des pertes de charge totale estimées à (0.8 $V^2/2g$). Les caractéristiques de la vidange de fond sont indiquées sur la figure suivante.

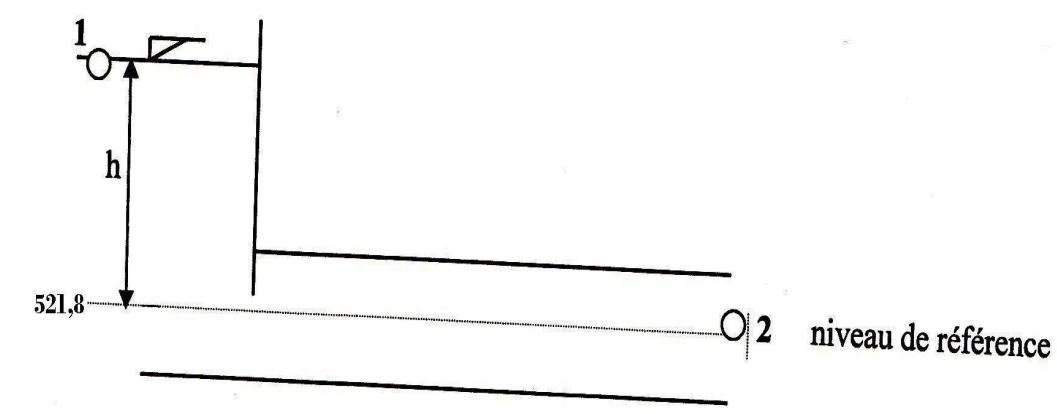


Coupe au droit de la vidange de fond

Réponse :

Côte de la retenue normale = 546,7m

Côte vidange de fond = 521 m d'où h = 25,7 m



Appliquons le théorème de bernouilli entre 1 et 2

$h = \frac{V^2}{2g} + \Delta H$ or $\Delta H = 0{,}8 \times \frac{V^2}{2g} \Rightarrow h = 1{,}8 \times \frac{V^2}{2g}$ d'où

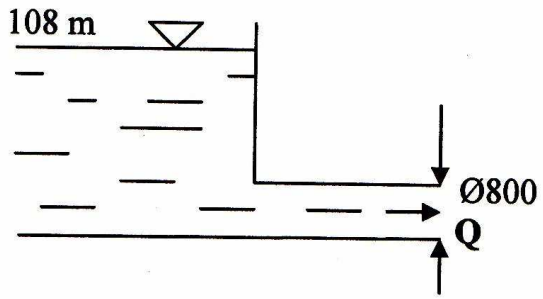
$$V = \sqrt{\frac{2gh}{1{,}8}} \Rightarrow \boxed{V = 16{,}8 \text{ m/s}}$$

$$Q = V.S = V.\frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow \boxed{Q = 52{,}7 \text{ m}^3/\text{s}}$$

<u>Exercice</u>

Un barrage collinaire dont la côte de retenue normale est 108 m, est muni d'une vidange de fond sous forme d'une conduite circulaire de diamètre 800 mm.

D'après le théorème de Bernoulli, le débit à la sortie de la vidange de fond est donné par la formule suivante : $\mathbf{Q = 2.01 \times (Z - Z_{vf})^{0,5} \times S}$.



- Q : débit à la sortie
- Z : Côte du plan d'eau
- ZV.F : Côte de la vidange de fond

- Calculer la côte de la vidange de fond sachant que le débit sortant à la côte de la retenue normale est de 5.68 m^3/s.

- Calculer la vitesse de la sortie de la vidange de fond.

Réponse

a) $Q = 2{,}01 \times (Z - Zv.f)^{0,5} \times S$

$Z = 108$ m ; $Q = 5{,}68$ m^3/s ; $S = \Pi\, d^2/4 = \frac{\Pi \times}{4} (800 \times 10^{-3})^2$

Soit S= 0,5 m2

Donc $5{,}68 = 2{,}01\,(108 - Zv.f)^{0,5} \times 0{,}5 \Rightarrow$

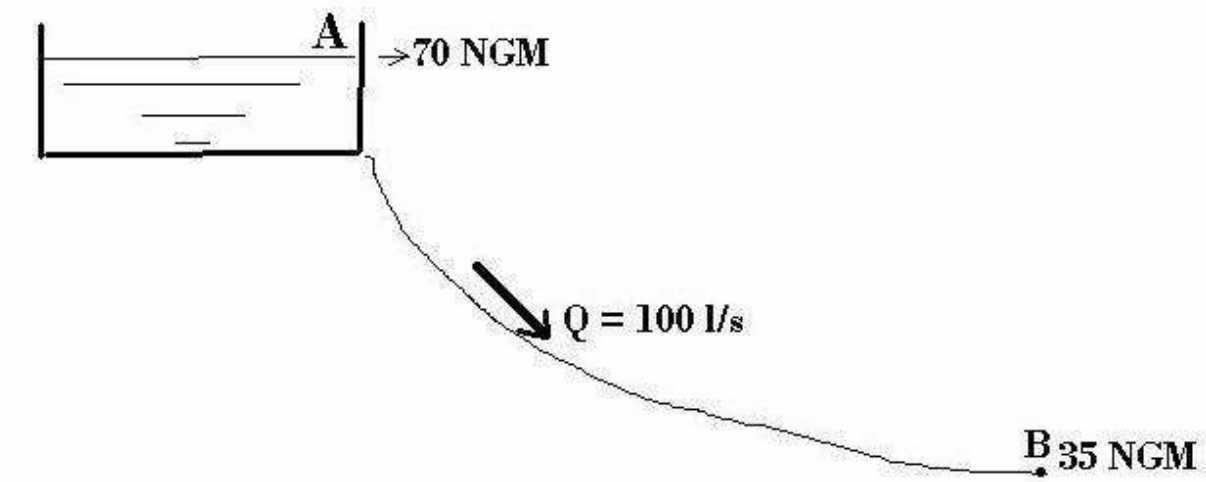
$(108 - Zv.f) = \frac{(5{,}68)^2}{(2{,}01 \times 0{,}5)^2} \Rightarrow Zv.f = 108 - \frac{(5{,}68)^2}{(2{,}01 \times 0{,}5)^2}$

Soit **Zv.f = 76,05 m**

$Q = VS \Rightarrow V = \frac{Q}{S} = \frac{5.68}{0{,}5} \Rightarrow$ V = 11.4 m/s

Exercice :

Une conduite de 2000m issue d'un réservoir à une côte de 70m doit alimenter un point B de côte 35m avec une pression imposée de 3 bars, quel est le diamètre à choisir sachant que le débit est de 100 l/s. on prendra pour λ la valeur 0,02 et on négligera les pertes de charges singulières.



Réponses :
En appliquant le théorème de Bernoulli entre A et B donne :

$Z_A + P_A/\omega + V_A^2/2g = Z_B + P_B/\omega + V_B^2/2g + \Delta H_L$, soit alors

$35 = P_B/\omega + 8Q^2/(\pi^2 d^4 g) + \lambda l/d \times V^2/2g$ ou encore
$35 = P_B/\omega + 8Q^2/(\pi^2 d^4 g) + (8\lambda l Q^2/\pi^2 d^5 g)$.

C'est une équation ayant d comme inconnue, après résolution, d= 365 mm.

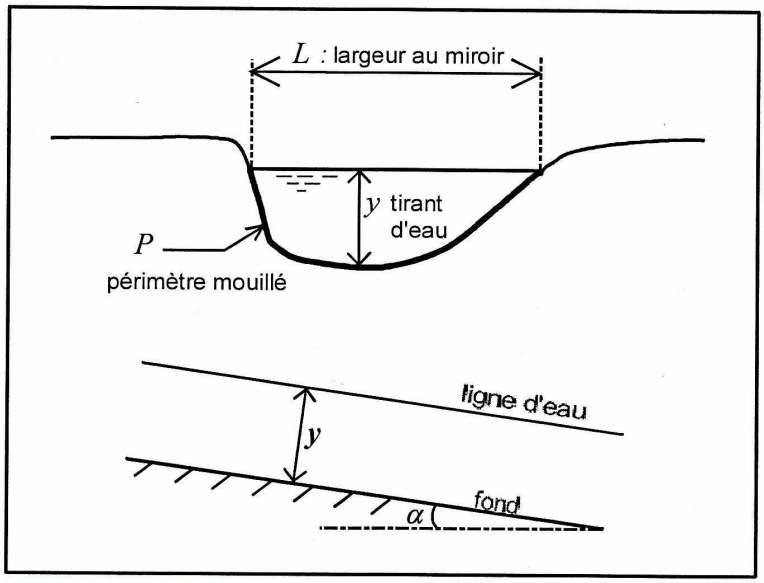
Ecoulement à surface libre

I) Définitions :

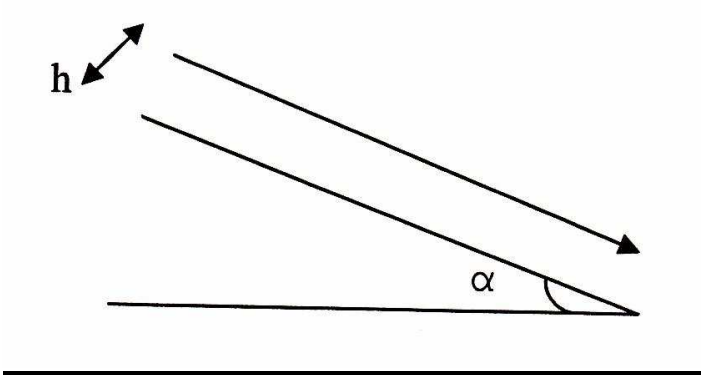
On appelle écoulement à surface libre, un écoulement qui se fait en contact avec l'atmosphère (l'écoulement dans les conduites est dit en charge). Le canal dans lequel se fait l'écoulement est dit prismatique si la largeur de son fond ne change pas en longueur, sinon, on parle d'un canal non prismatique. On considère également les écoulements uniformes et les écoulements non uniformes.

Un courant d'eau est dit uniforme si la profondeur d'eau ou tirant d'eau, la section d'eau S, la vitesse V et la pente hydraulique restent constantes tout le long du canal. Dans le cas contraire, l'écoulement est dit non uniforme.

Un écoulement est dit permanent ou stationnaire si le débit est indépendant du temps, il sera dit non permanent ou transitoire dans le cas contraire.



Ecoulement permanent uniforme :



L'écoulement est uniforme dans les cas suivants :

- le débit Q dans le canal est constant
- le canal est prismatique (les sections d'eau invariables)
- la profondeur h du courant est constante
- la pente i = tg (α) est constante

II.1) <u>Caractéristiques d'un écoulement permanent uniforme</u> :

La vitesse V est donnée par la formule de Chezy à savoir $V = c\sqrt{R.i}$

R = rayon hydraulique = section mouillée/périmètre mouillé, c est le coefficient de rugosité

<u>Formule de Manning Strikler</u> :

$C = 1/n\ R^{1/6}$ d'où $V = 1/n\ R^{2/3}\ I^{1/2}$ soit alors $\boxed{\mathbf{Q = KS\ R_h^{\ 2/3}\ I^{1/2}}}$

n est un coefficient qui dépend de la nature des parois.

Cette formule est très utilisée parce qu'elle est plus pratique, K est le coefficient de Manning Strikler et dont les valeurs se présentent comme suit :

- Béton lisse : k = 80
- Canal creusé dans un sol : K = 40 à 45
- Canal creusé dans le rocher : K = 25 à 50
- Canal en terre non enherbè : K = 60
- Canal en terre, enherbè : K = 50

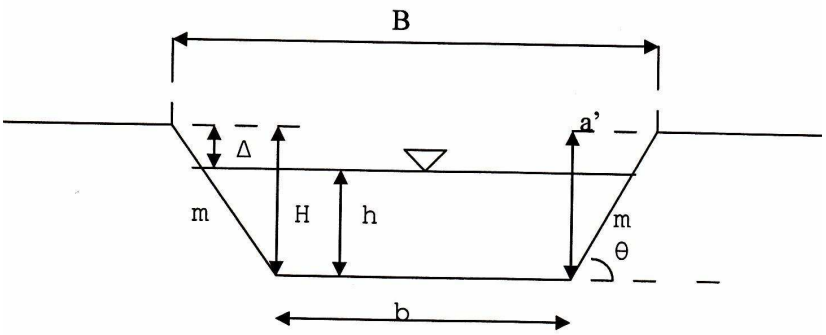
A l'heure actuelle, les canaux les plus utilisés ont une section trapézoïdale ou parabolique. En ce qui concerne la forme rectangulaire, on peut la considérer comme un cas particulier de la forme trapézoïdale.

On appelle débitance du canal le rapport $d = Q / \sqrt{.i}$

<u>Exemple de calcul</u> : quel est le débit transitant dans un canal de forme trapézoïdale creusé dans un sol selon une pente de 2 %°. La section mouillée est de 1,2 m^2, le périmètre mouillé est de 1,8 m.

<u>Réponse</u> :

Le rayon hydraulique est de 1,2/1,8 = 0,66
En adoptant K = 40, le débit sera $Q = 40x\ 1{,}2x\ (0{,}66)^{2/3}\ x\ 0{,}001^{1/2}$ soit $\boxed{Q = 1094\ l/s}$



On utilise les désignations et les termes suivants :

- b est la largeur du fond du canal
- h est la profondeur de remplissage du canal à l'écoulement uniforme de l'eau ou profondeur normale de remplissage
- H = h+Δ est la hauteur de la section transversale
- Δ = réserve d'eau dans la digue (revanche)
- θ = angle d'inclinaison des talus
- B = largeur du canal suivant la surface de l'eau
- m = Cotg (θ) = a/h est le coefficient d'écartement des talus, pour une section transversale rectangulaire, on a m = 0.

Section mouillée : $S = bh + mh^2 = h(b+mh)$
Périmètre mouillé : $P = b + 2h\sqrt{(1+m^2)}$

Rayon hydraulique $Rh = h(b+mh) / b+2h\sqrt{(1+m^2)}$

Exemple de calcul :

Déterminer Q et V dans un canal trapézoïdal si k = 40, i = 1%°, m = 1,25, b = 6 m, h = 2m.
$S = bh + mh^2 = 17\ m^2$, $P = P = b + 2h\sqrt{(1+m^2)} = 12,4$ m, Rh = 1, 37 m

$V = 40 \times 1,37^{2/3} \times 0,001^{1/2}$ = **1,55 m/s**, Q = VS = 1,47 x 17 = **26,3 m^3/s**

II) Ecoulement permanents graduellement variès :

Si les paramètres de l'écoulement (v, h, i) varient lentement et progressivement, on dit que l'écoulement est graduellement varié. Dans le cas contraire, l'écoulement est dit rapidement varié.

Enérgie spécifique :

C'est la quantité $\boxed{H_e = D + V^2/2g}$

D représente la profondeur de l'eau, (tirant d'eau), v la vitesse de l'eau, $\boxed{H_e = D + Q^2/2g\,S^2}$

La courbe $H_e = f(D)$ s'appelle diagramme d'énergie spécifique.

Profondeur critique :

C'est la profondeur pour laquelle le débit Q s'écoule avec l'énergie spécifique minimum, soit

dHe/ dD = 0, d'où $\boxed{1 - Q^2 / gs^3 \cdot dS/dD = 0}$ soit $\boxed{Q^2 / gs^3 \cdot dS/dD = 1}$

Débit critique :

C'est le débit correspondant à la profondeur critique

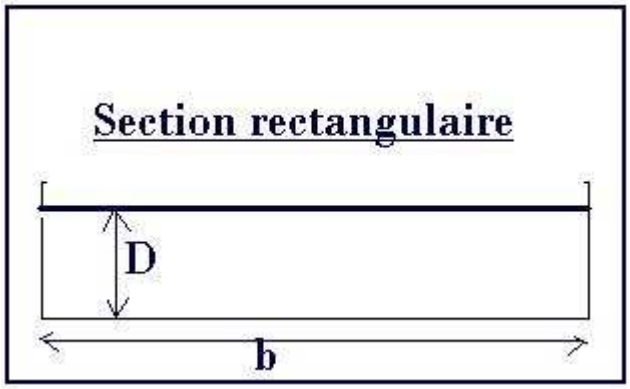
Pente critique :

C'est la pente associée au débit et profondeur critiques.

Nombre de Froude :

$F^2 = (Q2 / g.S^3).\ (dS/dD)$.

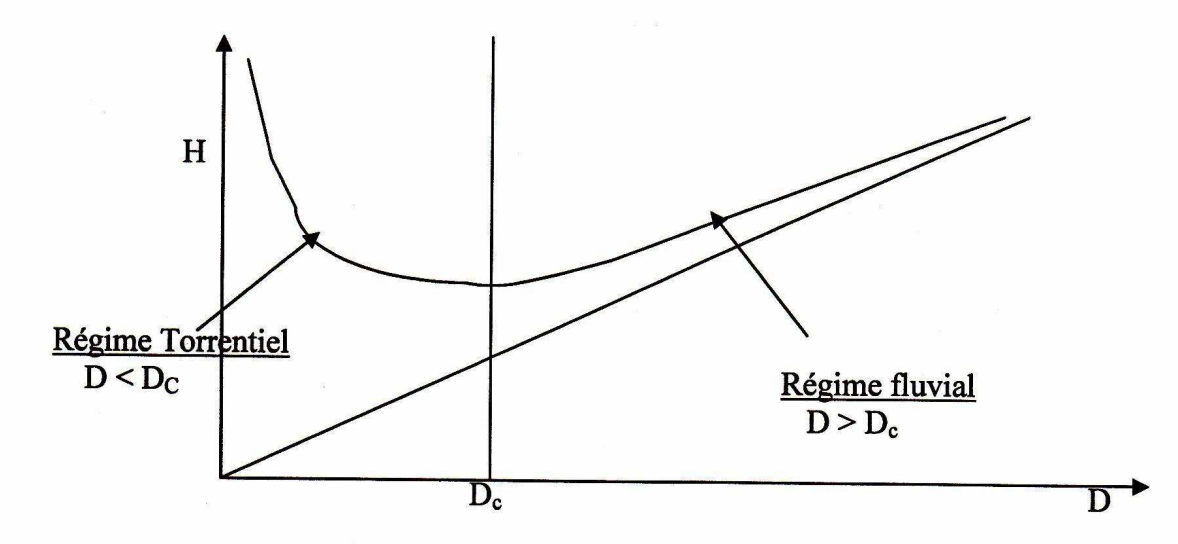
Pour une section rectangulaire, dS/Dd = b ; d'où $F_r = V/\sqrt{g.D}$



F_r est un nombre adimensionnel

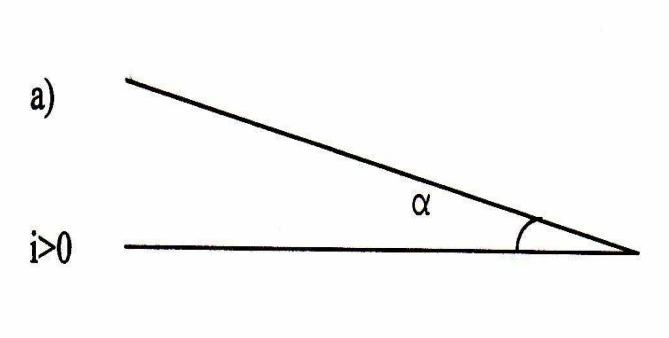
Si Fr < 1 ------ écoulement fluvial
Si Fr > 1 -------écoulement torrentiel
Si Fr = 1 -------écoulement critique

La courbe de l'énergie spécifique se présente comme suit

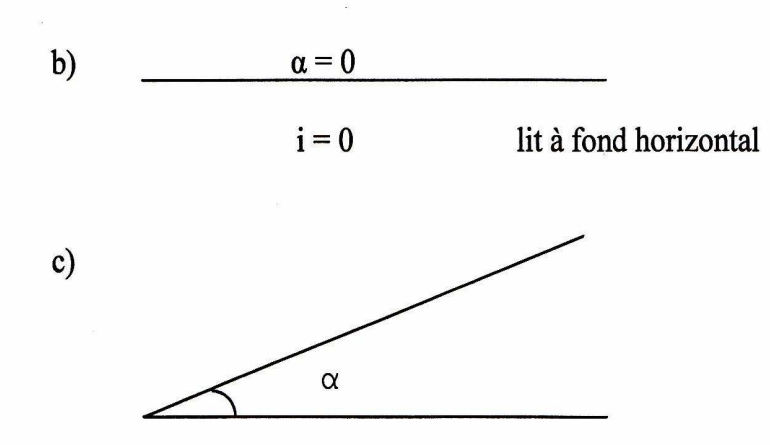


Classement des canaux ouverts :

Le classement est en fonction du signe de la grandeur i = sin (α)



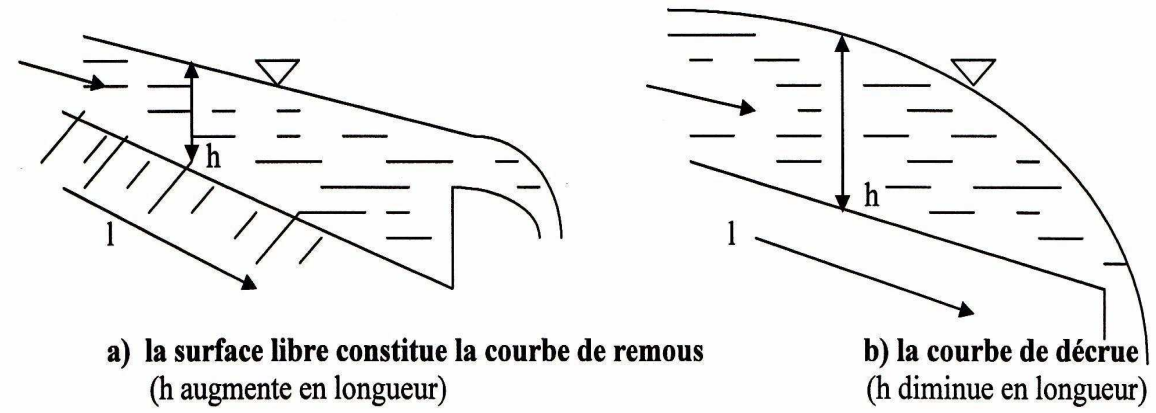
Lit à pente directe du fond si i > 0, c'est-à-dire que les repères du fond s'abaissent dans le sens de l'écoulement.



Lit à pente inverse du fond, si i < 0

On a affaire le plus souvent aux lits à pente directe du fond, ce qui veut dire que ce cas est le plus important du point de vue pratique.

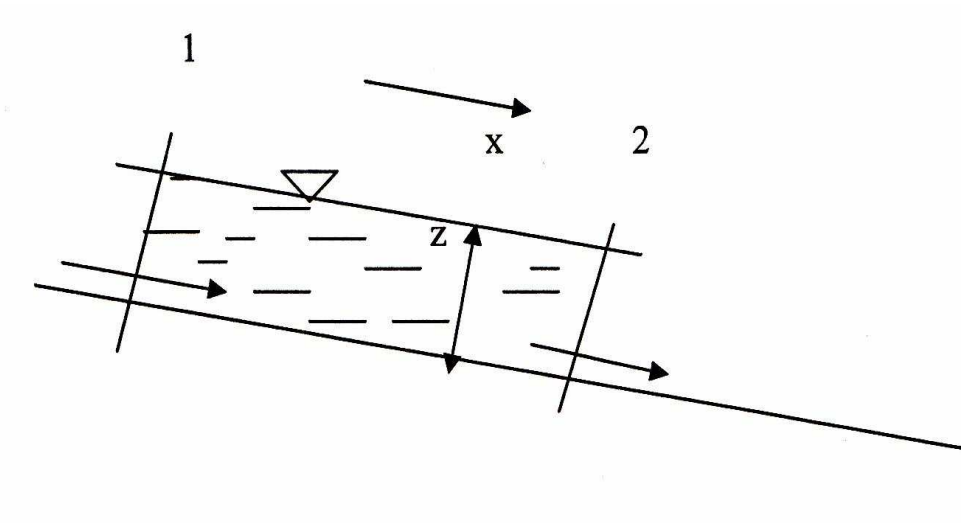
Dans un écoulement non uniforme, la surface libre est curviligne avec une hauteur h qui est variable selon deux cas de figures :



<u>Ecoulements transitoires :</u>

Equations de Saint Venant :

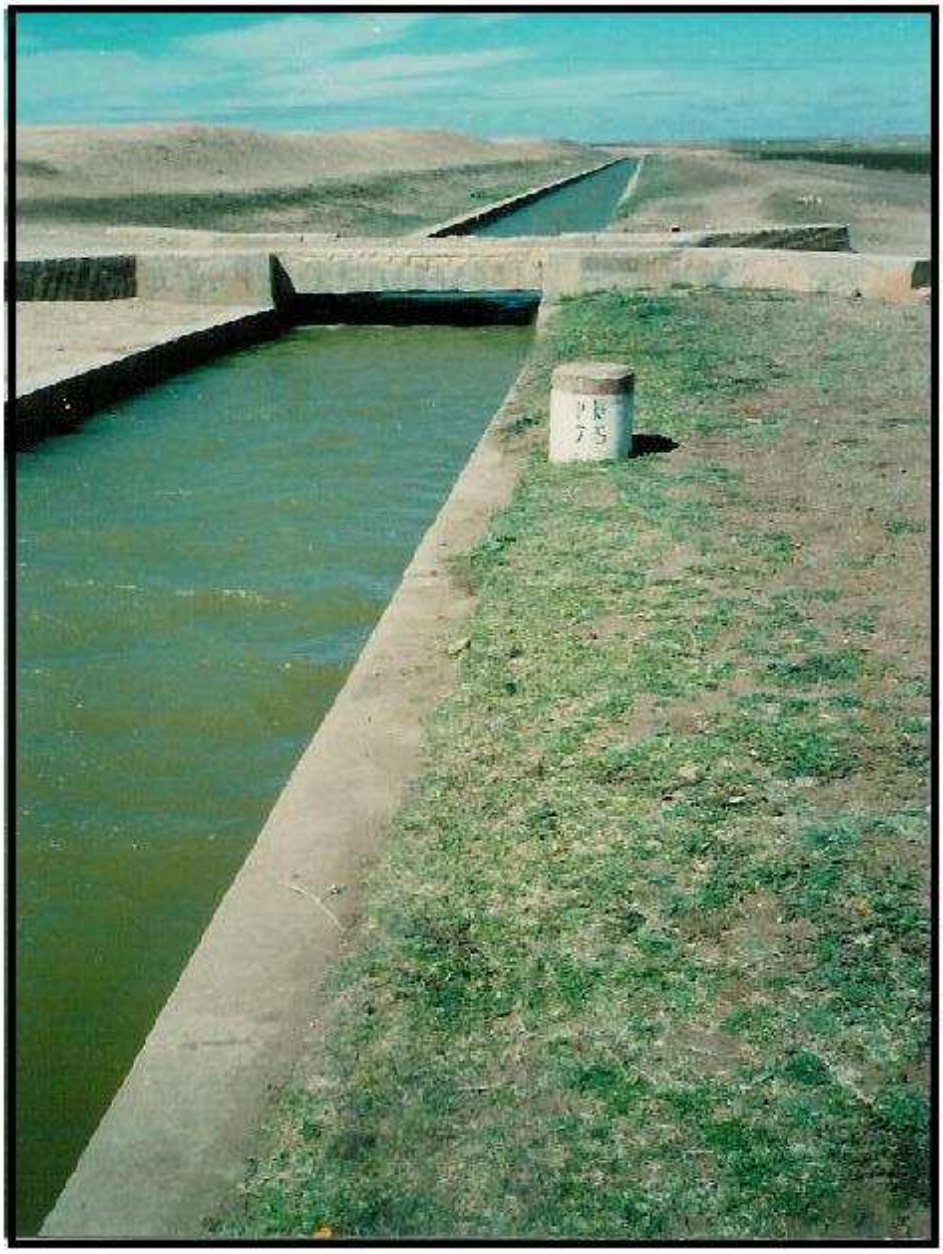
Ce sont des équations aux dérivées partielles et décrivant la dynamique des écoulements superficiels aussi bien dans les rivières que les canaux découverts. Beaucoup de phénomènes physiques (mouvement des marées et des vagues, inondations et torrents dans les rivières,….) peuvent être mis en équations (modélisés). Ces équations sont au nombre de deux, une traduisant la continuité (principe de conservation) et l'autre relatant l'aspect dynamique.



$$\frac{\partial S(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x,t)}{\partial x} = q_1 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial Q(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\frac{Q^2(x,t)}{S(x,t)} + g\,S\,\frac{\partial z(x,t)}{\partial x} + g\,S\,J = kq_1V \qquad (2)$$

t = temps, x = abscisse de l'écoulement, S = section mouillée, Q (m^3 /s) = débit à travers la section S, q_1 (m^2/s) = débit latéral par unité de longueur, z = profondeur de l'eau, J = pente, V = vitesse d'écoulement, K = coefficient de Manning Strikler



Canal de Safi : Alimentation en eau potable de la ville de Safi et besoins industriels de l’OCP (Office chérifien des phosphates)

Ecoulements dans les orifices, ajutages et déversoirs

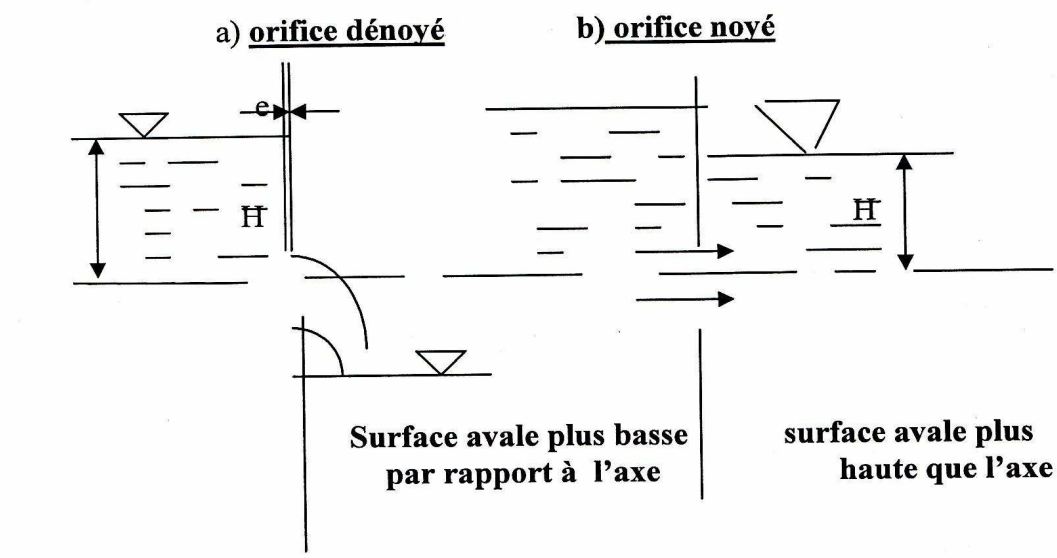
I) Ecoulement par les orifices :

I.1) Définitions :

Un orifice en hydraulique est une ouverture de forme régulière, Pratiqué dans une paroi ou dans le fond du récipient à travers laquelle s'écoule le liquide contenu dans le récipient.

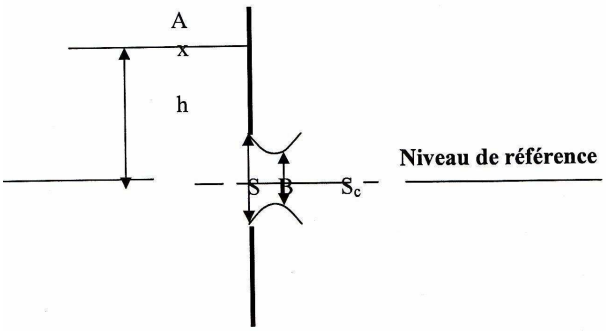
Un orifice peut être noyé ou dénoyé .Un orifice est dit dénoyé si, sur la face avale, la côte du niveau de la surface libre est inférieure à celle de l'orifice. L'orifice est dit noyé dans le cas contraire.

a) **orifice dénoyé** **b) orifice noyé**



B) **Orifice non noyé en mince paroi** :

Un orifice non noyé (ou dénoyé) est dit en mince paroi, si l'épaisseur e de la paroi du récipient est plus petite que la moitié plus petite dimension transversale de l'orifice : côté etc…).
Le débit sortant se calcule en appliquant le théorème de Bernoulli :
La veine liquide en sortant de l'orifice subit une contraction, la section S_c est inférieure à S de l'orifice



Appliquons le théorème entre les points A et B.

$$Z_A + \frac{P_A}{\varpi} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{\varpi} + \frac{V_B^2}{2g} + \Delta H$$

$$\begin{cases} Z_A = h \\ P_A = 0 \\ V_A = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} Z_B = 0 \\ P_B = 0 \\ V_B \neq 0 \\ \Delta H \cong 0 \end{cases} \Longrightarrow \frac{V^2}{2g} = h \quad \boxed{V = \sqrt{2gh}}$$

Le débit élémentaire dQ à travers l'élément de surface dS de la section contractée

Comprenant le point B est $dQ = V.dS = \sqrt{2gh}\ .dS$, le débit de l'orifice est :

$Q = \int_{s_c} dQ = \int_{s_c} \sqrt{2gh}.\ ds$ si on pose $\boxed{S_C = m.S}$

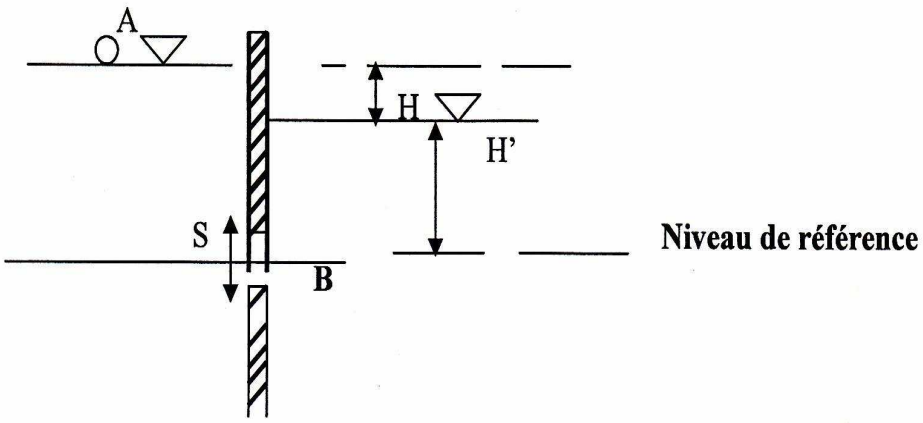
Q est une intégrale de surface dont une valeur approchée est $\boxed{Q = ms\ \sqrt{2gh}}$

m est appelé coefficient de contraction, il est donné par plusieurs formules et plusieurs tableaux. D'une façon générale, m est compris entre 0,59 et 0,63. Comme valeur approchée on peut admettre que :
m = 0,6.

C- **<u>Orifice non noyé a veine moulée</u>** :

C'est un orifice dont les parois intérieurs suivent la forme de la veine liquide, dans ce cas la contraction est très faible et le coefficient m = 0,98.

D) <u>orifice noyé</u> :



Appliquons le théorème de Bernouilli enre A et B, on a :

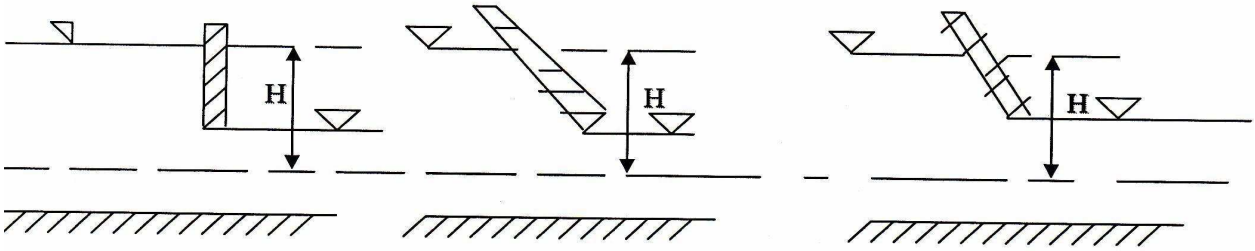
$$Z_A + \frac{P_A}{\varpi} + \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{\varpi} + \frac{V_B^2}{2g} + \Delta H$$

$$\begin{cases} Z_A = H + H' \\ V_A \sim 0 \\ P_A \sim 0 \end{cases} \qquad \begin{cases} Z_B = 0 \\ V_B = 0 \\ P_B = \varpi H' \end{cases} ; \quad \Delta H \sim 0$$

$H+H' = \omega H'/\omega + V^2/2g$ soit $V = \sqrt{2gH}$

par integration on obtient $\boxed{Q = ms\sqrt{2gh}}$; m le coefficient de contraction .

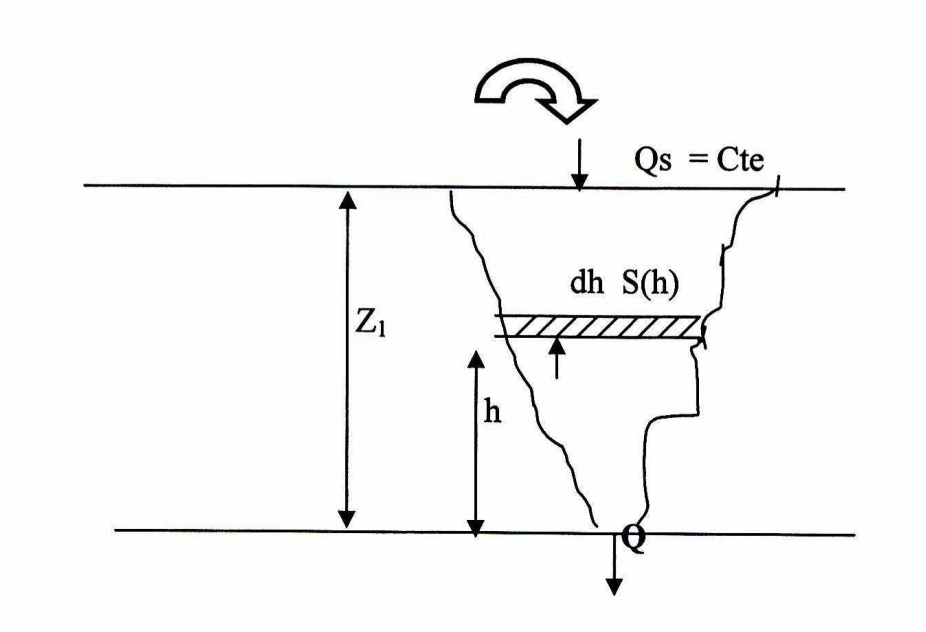
concernant les vannes de fond non noyées, on utilise souvent des formules empiriques et qui sont comme suit :



Vanne verticale	vanne inlinée à ½	vanne inclinée à 1/1
$Q = 0{,}70\ S\sqrt{2gh}$	$Q = 0{,}74\ S\sqrt{2gh}$	$Q = 0{,}74\ S\sqrt{2gh}$

S = section de l'ouverture de sortie de l'eau

E -Vidange d'un réservoir :



$$-s(h)\,dh + Qst\,dt = Qdt \text{ (incompressibilité du liquide)} \Longrightarrow \boxed{-s(h)\,dh = dt\,(Q-Qs)}$$

Or ,$Q = ms\sqrt{2gh}$ donc $dt = \dfrac{-s(h)\,dh}{ms\sqrt{2gh} - Qs}$

soit $$\boxed{T = \int_{z_1}^{z_2} \frac{-s(h)\,dh}{ms\sqrt{2gh} - Qs} = \int_{z_2}^{z_1} \frac{s(h)\,dh}{ms\sqrt{2gh} - Qs}}$$

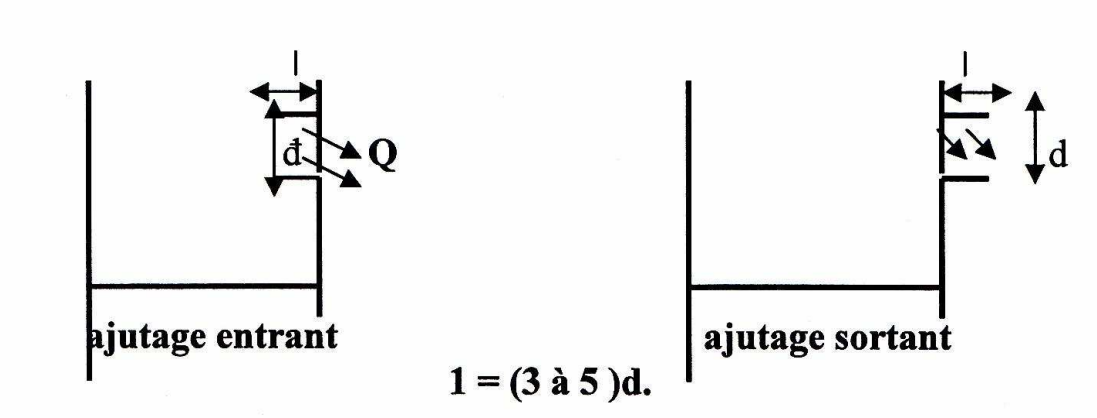
pour avoir la vidange totale, il faut prendre $Q_s = 0$ et $z_2 = 0$ .d'ou

$$Tv = \frac{s}{ms\sqrt{2g}} \int_0^{z_1} h^{-1/2}\,dh \Longrightarrow \boxed{T_V = \frac{2S\sqrt{z_1}}{ms\sqrt{2g}}}$$

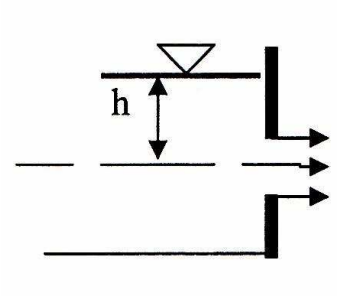
II /- Ecoulement par les ajutages :

II.1) Définition :

Un ajutage est une tubulure de forme variable et de section généralement circulaire par où sécoule le liquide contenu dans un reservoir .La longueur de l'ajutage est de 3 à 5 fois son diamètre . suivant sa position par rappot au sens de l'écoulement, on peut avoir soit un ajutage interieur ou entrant soit un ajutage exterieur ou sortant .

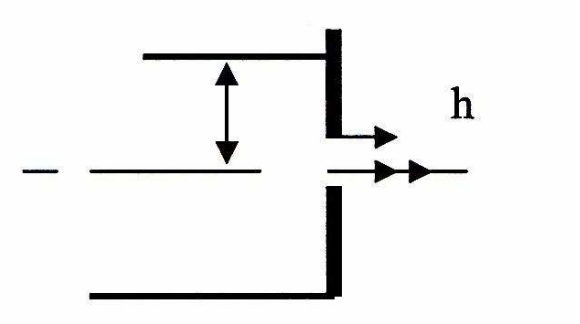


II.2) **<u>Ajutage rentrant court à veine non adherente</u>**:



On demontre que $\boxed{\mathbf{Q = ms\sqrt{2gh}}}$; Avec m = 0,5

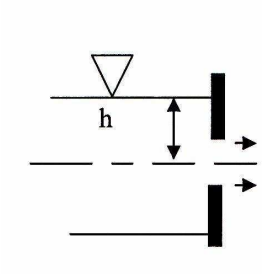
II.3) <u>Ajutage rentrant long à veine adherente</u> :



On demontre que $\boxed{\mathbf{Q = ms\sqrt{2gh}}}$

Avec m = 0,7

D - <u>Ajutage sortant</u> :

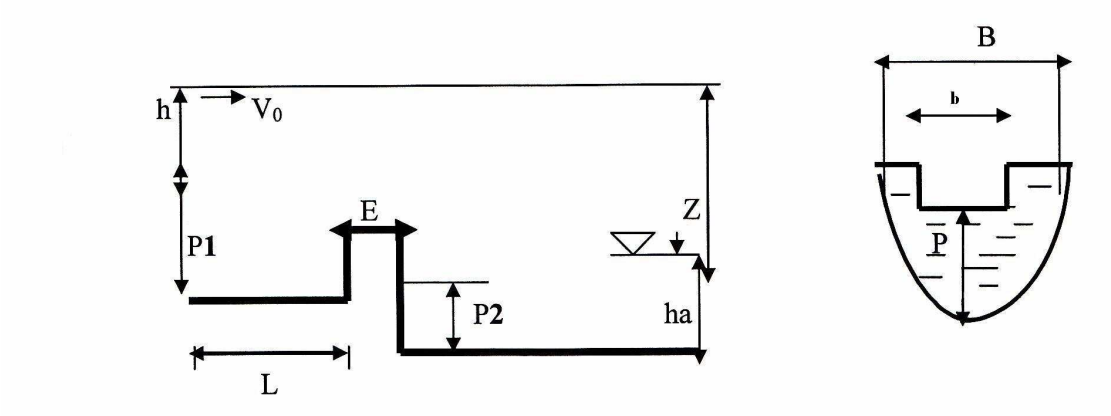


On demontre que **Q = ms √ 2gh**
Avec m = 0,82

III/- Ecoulement par les deversoirs :

III.1) Définition

Un deversoir est un orifice superficiel ouvert à sa partie supérieure et pratiqué dans une paroi généralement verticale. Les deversoirs sont largement utilisés sous la forme de barrages ,de jaugeurs……etc.



Terminologie : b est la largeur de l'échanerure du deversoir .
B est la longeur du canal d'amenée .
P_1,¨P_2 est la hauteur du seuil en amont et en aval de l'ouvrage.

z est la chute gémètrique sur le deversoir (différence de niveau entre l'amont et l'aval).
E : épaisseur de la paroi du deversoir .

III.2) Classification des deversoirs :

La classification des deversoirs est basée sur leurs traits caracteristiques : profil et dimensions de la section transversale de la paroi du deversoir, forme de l'échancrure du deversoir, profil et disposition du deversoir en plan .

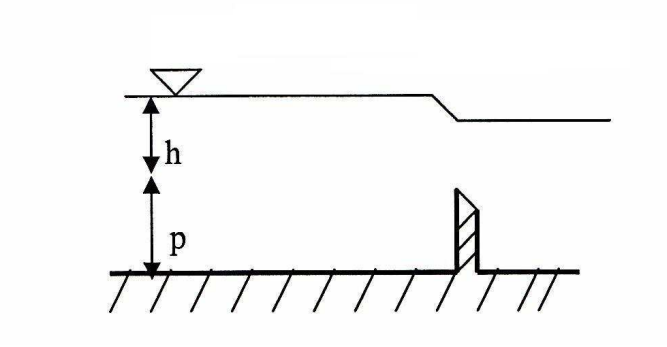
En fonction de la forme et des dimensions de la section transversale de la paroi, on connaît trois types de deversoirs :

* deversoirs en mince paroi : E < 0,5 h.
* deversoirs à seuil épais : 2h< E < 10h
* deversoirs à seuil normal : 0,5h < E < 2h

Parmi ces demiers , on distingue les devesoirs à section transversale : rectangulaire , trapezoidale , triangulaise .

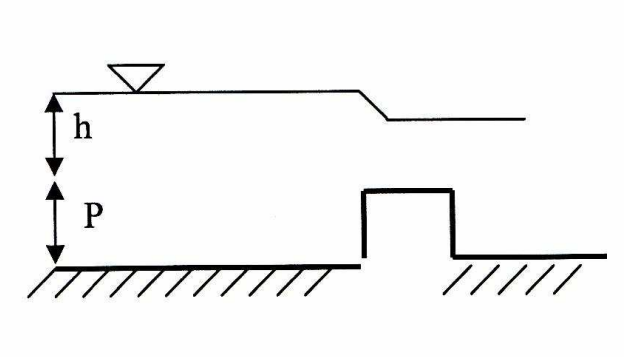
C/- Débit transitant dans un deversoir :

1/- Deversoir en mince paroi :



Q = μlh √ 2gh
l = longueur du deversoir.
μ = 0,41 à 0,50 en fonction de h et p

2/- **<u>Deversoir à seuil épais</u>** :



Q = μlh √ 2gh
L = longueur du deversoir.
μ = 0,37 à 0,39

3/- **<u>Deversoir à seuil normal</u>** :

Equation générale des deversoirs réctangulaires :

La formule générale permettant de connaître le débit est la suivante : $\boxed{Q = ub\sqrt{2gh}}$

b : est la longueur de la crête du deversoir
h : est la hauteur d'eau au dessus du seuil du deversoir

<u>Remarque :</u>

en fonction des conditions amont du courant, on distingue deux types de deversoirs :

* Deversoir sans contraction lorsque B = b
* Deversoir avec contraction lorsque B > b

Le cofficient μ est donné par plusieurs formules, les plus utilisées sont :

a) **<u>formule de bazin</u>** : (Pour un deversoir réctangulaire en mince paroi à nappe libre et sans contraction latérale)

$$\mu = (0{,}405 + (0{,}003/H)\ )\ (1 + 0{,}55\ (H/H+p)^2\ )$$

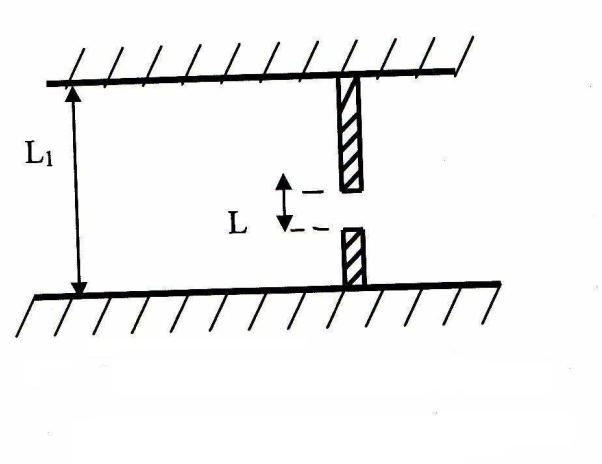
Cette formule est applicable dans les limites suivantes :

* 0,08 m < h< 0,70m
* l > 4h
* 0,2m< p < 2m

b) <u>Formules de Hegly</u> (Pour un deversoir rectangulaire en mince paroi à nappe libre et à contraction latcrale)

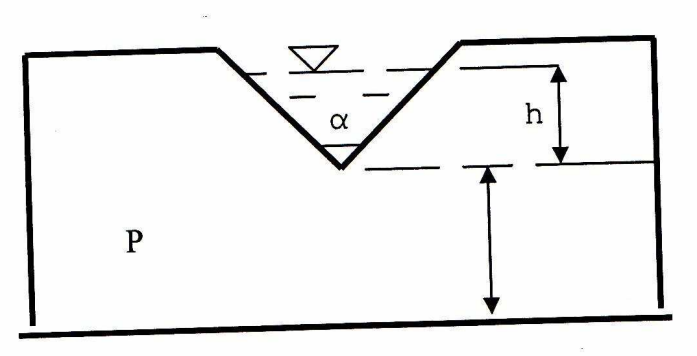
$$\mu = \left(0{,}45 + (0{,}0027/H) - 0{,}03\ (L_1 - L/L)\right) \left(1 + 0{,}55\ (LH/L_1\ (H+p))^2\right)$$

<u>Limites d'application</u> :



$$\begin{cases} 0{,}1\ m < h < 0{,}6\ m \\ 0{,}4\ m < L < 1{,}8\ m \\ < \dfrac{L_1 - L}{L} < 0{,}9 \end{cases}$$

- **<u>Deversoir triangulaire en mince paroi</u>** :



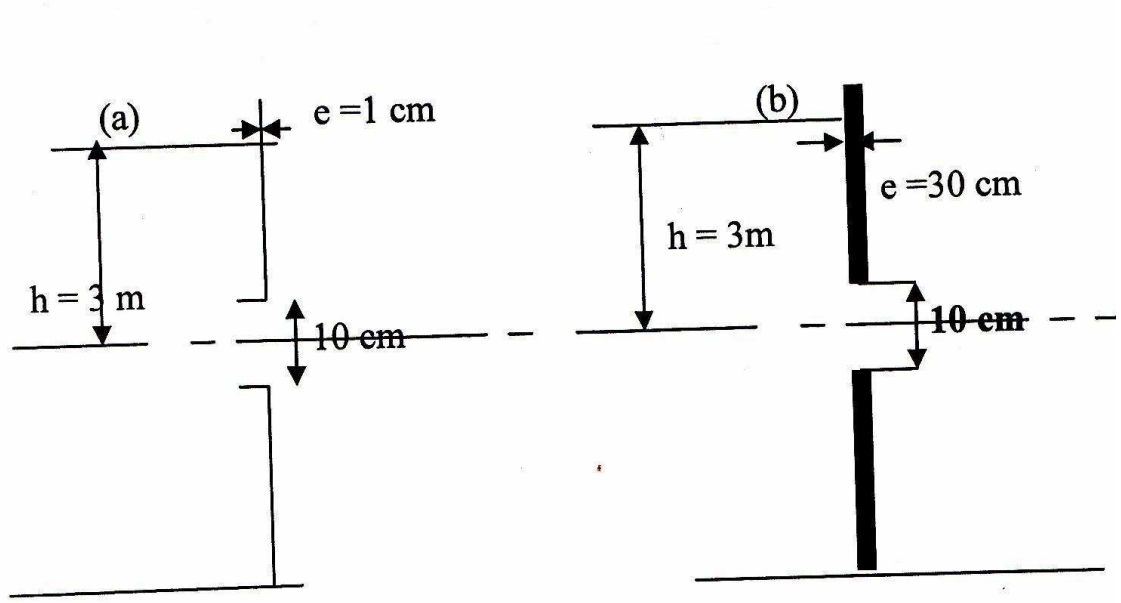
$$Q = \mu \; 8/15 \; tg \; (\alpha/2). \; h^2 . \sqrt{2gh}$$

p est la profondeur du canal en dessous du seuil et qu'on appelle pelle. La valeur de u depend du rapport l/h_ , en général on peut prendre :

Pour l/h_ = 2 ; $\mu = 0,59$
Pour l/h_ = 4 ; $\mu = 0,62$

Exercices :

1/- calculer le débit dans les deux cas suivants :



Réponse :

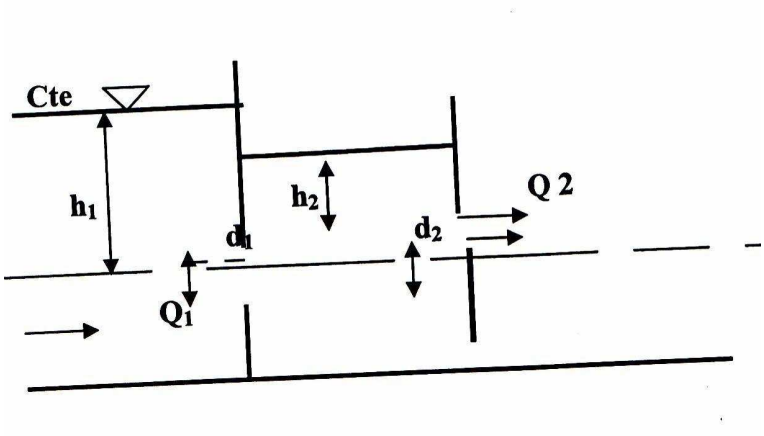
Dans le cas (a) , on a un orifice puisque 1 < 10/2 d'où Q_1 = ms √ 2gh avec (m = 0,60) soit

Q_1 = 36 l/s

dans le cas (b) ,on a e = 3d il s'agit donc d'un ajutage d'où Q = ms $\sqrt{2gh}$, avec m = 0,82 (ajutage sortant)

Q_2 = 49 l/s

Exercice2 :



Calculer le débit à la sortie du systéme avec

$$\begin{cases} h_1 = 1{,}5 \text{ m} \\ d_1 = 0{,}04\text{m} \\ d_2 = 0{,}02 \text{ m} \\ m_1 = m_2 = 0{,}65 \end{cases}$$

Réponse :

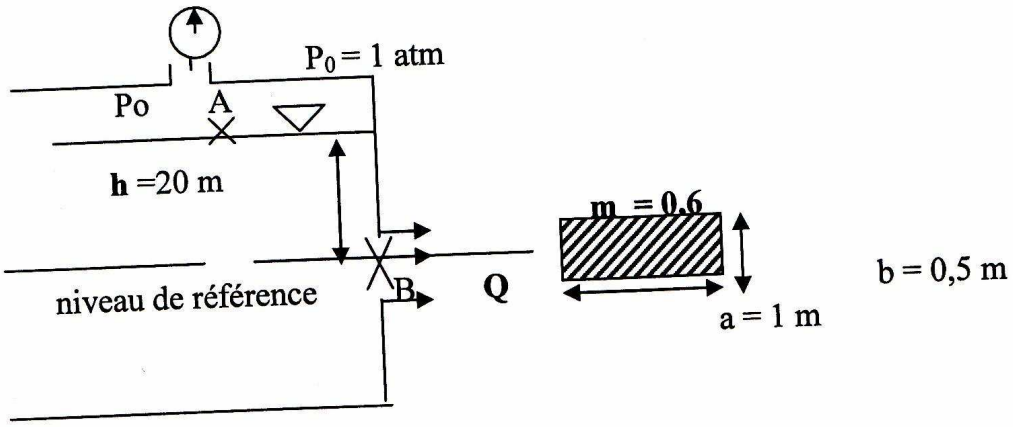
Q**1** = Q**2** (équation de continuité) ,donc :

$$\frac{m_1 \ \pi_{d1}^2}{4} \sqrt{2g(h_1 - h_2)} = \frac{m_2 \ \pi_{d2}^2}{4} \sqrt{2gh_2}$$

d'où $_{d1}^{4}$ $(h_1 - h_2) = {}_{d2}^{4}$ $_{h_2}$ soit $h_2 = \dfrac{h_1 \ x \ d1^4}{d_1^4 + d_2^4}$

d'où $\boxed{h_2 = 1.4 \text{ m}}$ donc $\boxed{Q = m \ \pi \ (d_1^2 / 4) \sqrt{2gh_2}}$

Exercices 3 :



Réponse : Appliquons l'équation de Bemouilli entre les points A et B : on a

$0 + P_0/\omega + h = 0 + 0 + v^2/2g + \Delta H$, on néglige les pertes de charges ($\Delta H \sim 0$)

donc $v = \sqrt{2g(P_0/\omega + h)}$ soit $Q = ms\sqrt{2g(P_0/\omega + h)}$ or $S = a \times b$

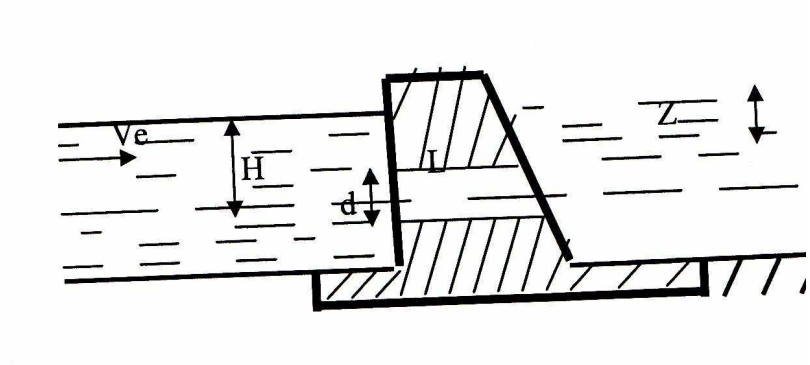
donc $\boxed{Q = m\,ab\sqrt{2g(P_0/\varpi + h)}}$

Remarque :

Si $P_0 = 0$ (cas d'un plan d'eau en contact avec l'atmosphère) , on aura

$Q = mS\sqrt{2gh}$ qui était la formule demontrée en cours .

Exercice4 :



Determiner le débit par une vidange d'eau dénoyée réalisée sous la forme de tuyau dans le corps du barrage si le diamètre de la vidange d'eau est d = 1,1 m et sa longeur l = 4,5 m . La vitesse d'approche de l'eau est V_0 **= 0,5 m/s ,** la profondeur d'immersion du centre du tuyau sous un niveau constant de la surface libre dans la retenue d'eau est H = 8m.

Réponse :

l/d = 4,09 donc il s'agit d'un ajutage (m = 0,82 ; ajutage sortant).

$Q = ms\sqrt{2gH}$ avec $S = \pi d^2/4$

A.N $\boxed{Q = 9{,}76\ m^3/s}$

Module N°2 : Hydraulique urbaine

Chapitres :

1) **Généralités sur les pompes hydrauliques**
2) **Les énergies renouvelables et le pompage de l’eau**
3) **Les conduites d’eau**
4) **Les châteaux d’eau**
5) **Les réseaux de distribution**
6) **Optimisation du débit équipé dans une station de pompage**
7) **Calcul du prix de revient de l’eau**
8) **L’hydraulique villageoise**

Généralités sur les pompes hydrauliques

I) Introduction :

Une pompe hydraulique est une machine constituée d'un ensemble d'organes éléctro-mécaniques aspirant l'eau au niveau d'un point pour le refouler vers un autre. Dans le choix technico-économique d'une pompe au sein d'un projet on doit tenir compte des aspects suivants :

- Il faut que l'eau arrive jusqu'à l'utilisateur en débit et pression demandés.
- Assurer un bon rapport qualité/prix.
- Il faut que la qualité du matériel choisi procure une durée de vie aussi longue que possible des différents organes.

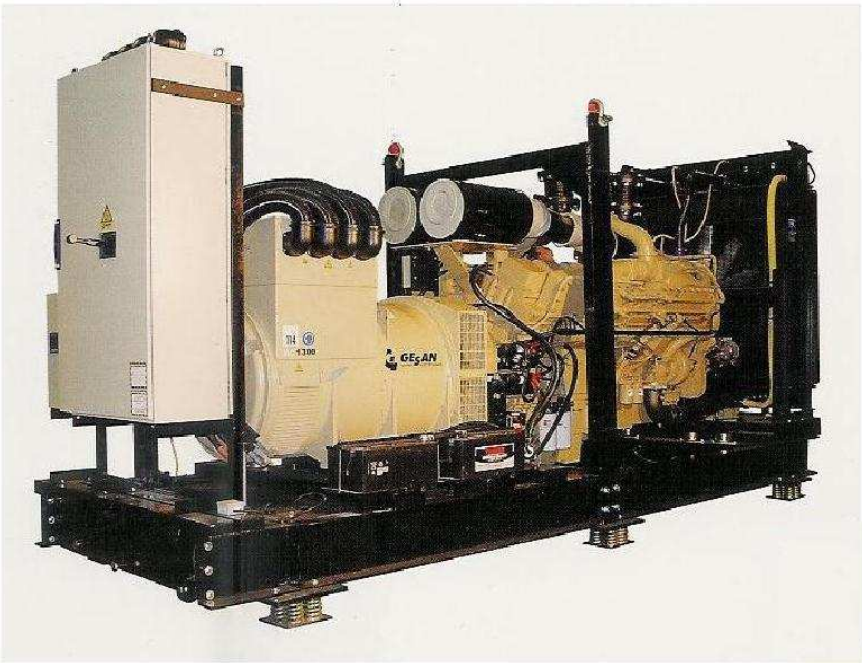
II) Les pompes centrifuges :

Ce sont les pompes les plus utilisées en pratique. Ces pompes donnent des débits qui varient en raison inverse des hauteurs de refoulements. Le système de pompage est soit thermique, soit électrique. (Le pompage solaire et éolien font partie du domaine des énergies renouvelables qu'on verra dans le prochain chapitre).

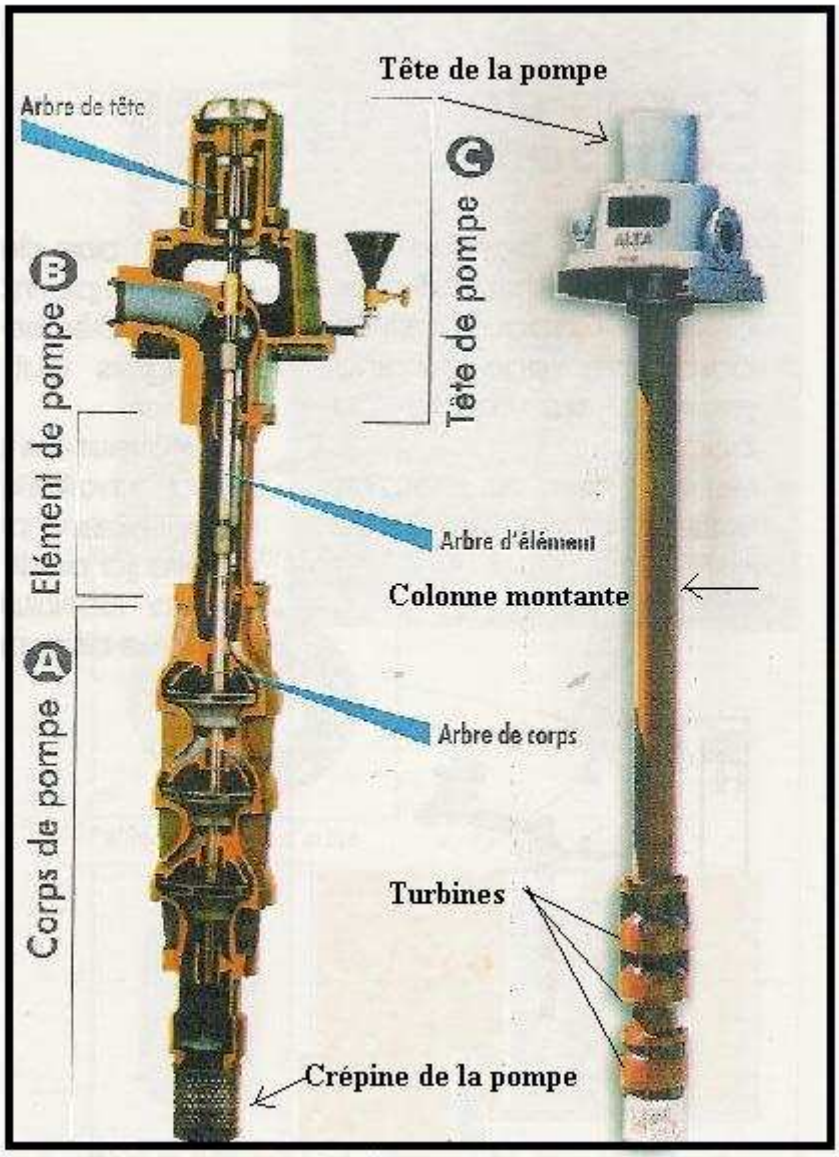
- pompage thermique : pompe mécanique à axe vertical ou horizontal entraînée par un moteur diesel.
- Pompage électrique : pompe électrique (immergée ou a axe horizontal) alimentée par le réseau de l'ONE (office national de l'électricité) ou par un groupe électrogène.

Définition : un groupe électrogène est une machine électrique constituée d'un moteur diesel qui actionne un alternateur et ce dernier produit de l'électricité. La consommation normale en fuel est de l'ordre de 160 à 180 g/cv/heure.

Un groupe électrogène

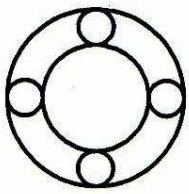


II.1) pompe mécanique à axe vertical :



Ces pompes sont très utilisées en milieu rural Marocain et notamment pour l'irrigation. Ces pompes se composent de :

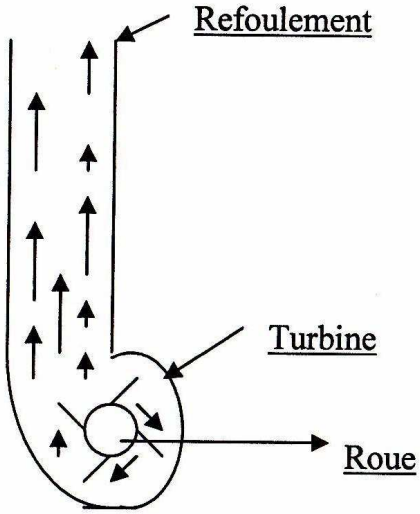
- La tête de la pompe qui supporte tout le poids du système et reçoit le mouvement de rotation du moteur par l'intermédiaire d'une courroie. Ce mouvement est transmis au corps de la pompe par le biais de la poulie.
- Un corps de turbine (une ou plusieurs turbines), le nombre de turbines varie en fonction de la hauteur de refoulement. Dans la partie inférieure se trouve la crépine qui permet à l'eau d'entrer et d'être aspirée tout en bloquant les corps étrangers. A l'intérieur de la crépine se trouve un clapet anti-retour permettant à la colonne de refoulement de rester pleine.
- Une colonne montante qui est constituée d'éléments en acier (galvanisés à chaud dans le meilleur des cas) avec une longueur de 2,5 m. Ces éléments sont reliés entre eux par des brides



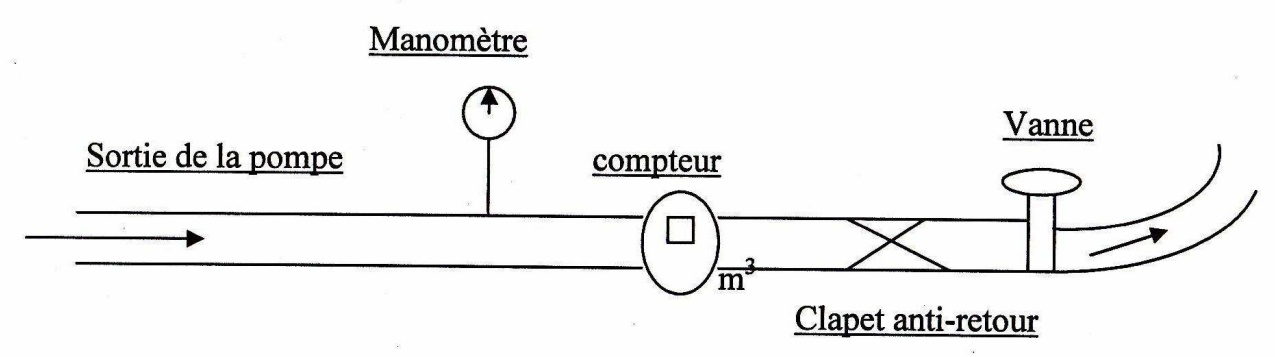
L'axe d'entraînement vertical est centré dans la conduite de refoulement , c'est un arbre généralement en acier sur lequel sont fixées la ou les turbines, c'est donc cet axe qu'il faut faire tourner à une vitesse donnée pour que les turbines puissent fouetter l'eau et la déplacer. La colonne montante est livrée dans le commerce selon son diamètre exprimé en pouces (1'' = 2,54 cm) en fonction du débit désiré :

Débit en m^3 /h	**Diamètre de la colonne en pouces**
20 à 25	**2,5**
25 à 40	**3**
40 à 50	**3,5**
50 à 60	**4**

- un moteur diesel à démarrage électrique (souvent par batterie de 12 V) fournit l'énergie à la pompe par l'intermédiaire de la courroie. La vitesse de rotation est souvent comprise entre 1500 et 3000 tr/min. L'eau introduite par l'orifice d'aspiration arrive au centre du corps, elle est entraînée en rotation par les aubes de la roue. La force centrifuge projette l'eau à la périphérie du corps de la pompe d'où elle s'échappe par l'orifice de refoulement, le vide partiel crée par l'aspiration assure l'arrivée continue de l'eau.



La liaison entre une pompe et une conduite de refoulement se présente souvent comme suit :



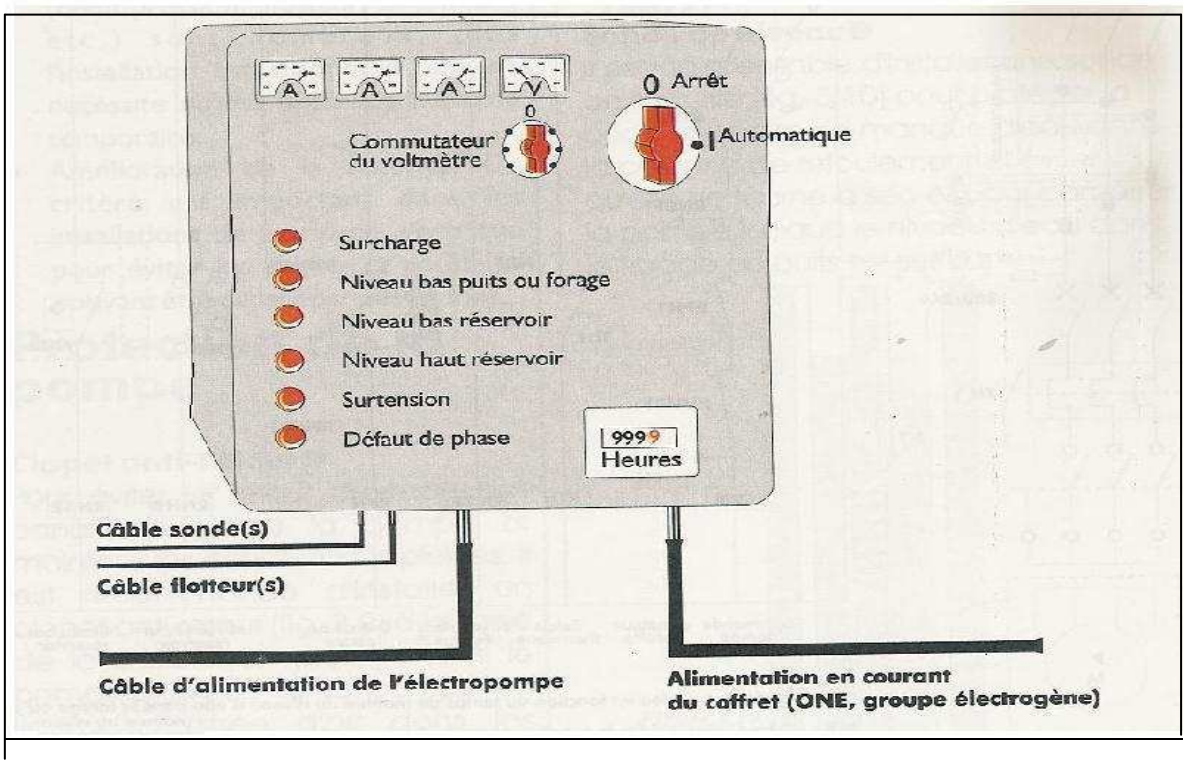
II .2) <u>Pompe mécanique à axe horizontal</u> :

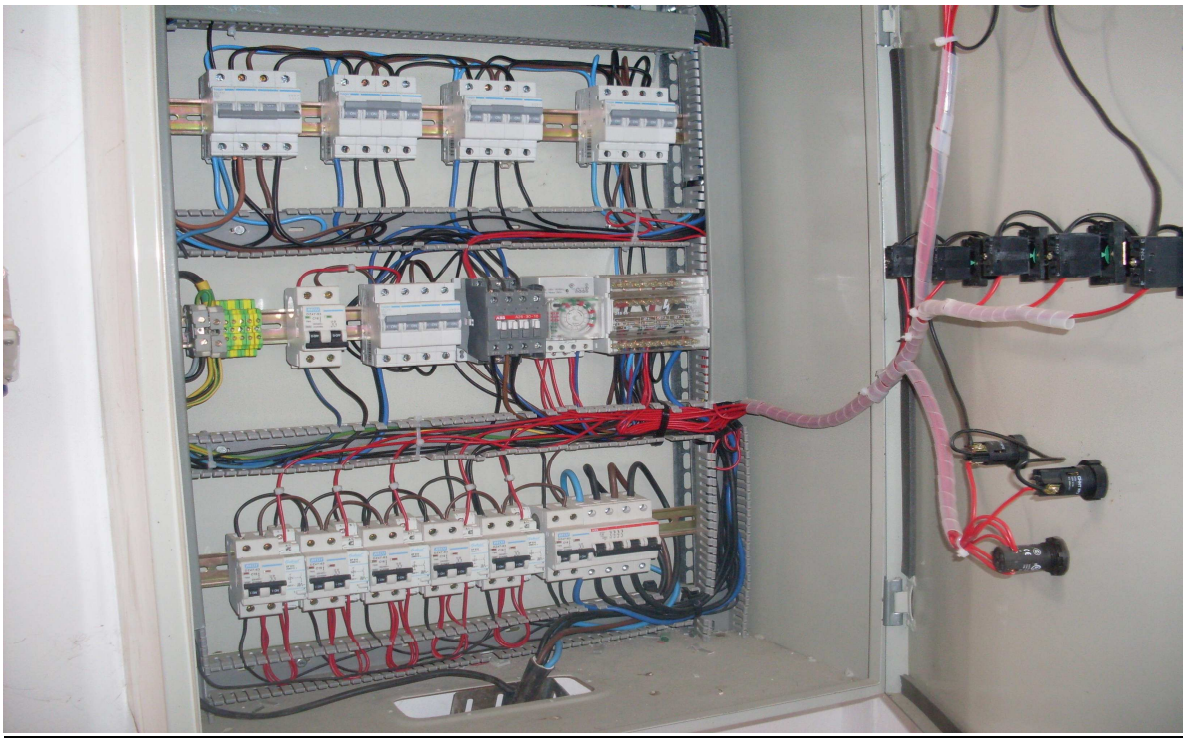
On les emploie souvent pour pomper dans une rivière, un canal ou un puits peu profond. Le principe est le même qu'une pompe à axe vertical seulement que l'axe est cette fois-ci horizontal.

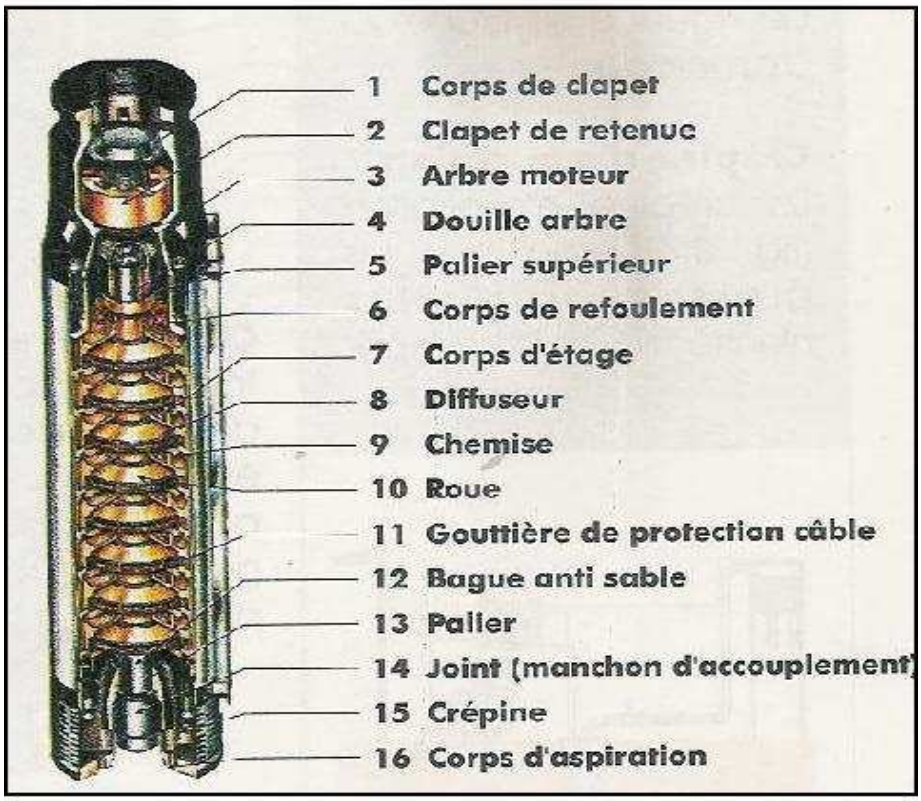
II.3) <u>les pompes electriques immergées</u> :

Ce type de pompe doit son appellation au fait que le corps de la pompe ainsi que le moteur sont prévus pour être noyés dans l'eau. Il est même indispensable que le moteur le soit, car son refroidissement est obtenu par la circulation de l'eau autour du moteur. Ces pompes sont livrées sous une tension de 220 ou 380 V en circuit triphasé et sous une fréquence de 50 Hz. Leur vitesse étant voisine des 3000 tr/min, le moteur est accouplé en direct avec la pompe. Un câble électrique également noyé dans l'eau relie le

moteur au boîtier de démarrage placé dans un abri en surface. Ce boîtier est lui-même relié à la source d’énergie électrique (réseau ONE ou groupe électrogène).







Une pompe immergée est multicellulaire composée d'étages qui portent chacun une roue comme le montre la figure précédente.

L'armoire de commande d'une pompe électrique dispose d'indicateurs et de voyants lumineux, il est souvent constitué de métal galvanisé et est placé sous abri pour être protégé vis-à-vis des aléas climatiques. Les dimensions sont souvent standard, (pour les petites installations, on a généralement 40 cm de longueur, 30 cm de largeur et 20 cm d'épaisseur). Les éléments indiqués sont souvent comme suit :

- Interrupteur pour la mise en marche (position 1) et arrêt (position 0), manuel et automatique.
- Température du moteur, si celle-ci est supérieure à la température préconisée par le constructeur, un voyant s'allume.
- Voltmètre pour la tension d'alimentation.
- Ampèremètre avec commutateur pour la mesure des courants dans les trois phases.
- Un compteur horaire pour le fonctionnement de la pompe.
- Les relais de niveau pour la régulation automatique.
- La marche à sec ou surcharges, au cas ou la puissance absorbée dépasse la valeur nominale, le moteur s'arrête.

II.4) <u>les pompes élèctriques a axe horizontal</u> :

Ces pompes sont installées en surface et leurs axes sont horizontaux. Elles sont gènèralement utilisées pour pomper dans des bassins ou reservoirs.

Le groupe électrogène qui va éventuellement alimenter la pompe doit être bien précisé en matière de caractéristiques techniques et en premier lieu la puissance en KVA qu'on verra plus loin et ensuite les paramètres du **moteur, l'alternateur et le tableau de commande.**

Exemple :

1) Moteur :

- marque : X
- refroidissement par air
- injection directe
- démarrage manuel
- filtre à air, filtre à gasoil, filtre à huile
- option : démarrage électrique avec batterie de 12 V
- intensité sonore : x décibels

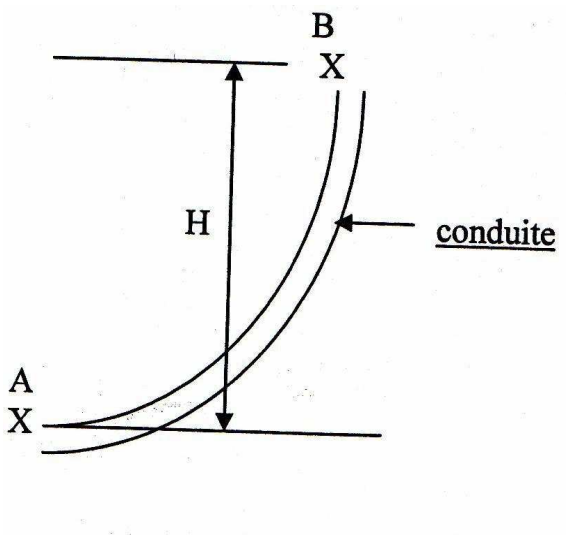
2) Alternateur :

- régime : 1500 tr/min
- tension : 220/380 V
- auto régulé, auto excité
- isolation tropicale

1) **Tableau de commande :**

- monté avec silentblocs sur l'alternateur et comprenant :
- 1 voltmètre avec commutateur
- 1 ampèremètre avec commutateur
- 1 disjoncteur magnéto-thermique
- 2 boutons marche et arrêt
- 1 voyant lumineux

Hauteur manométrique totale (HMT) :



Pour amener une particule liquide du point A vers le point B par le biais d'une pompe, celle-ci doit vaincre la hauteur H+ΔH (A-B) avec ΔH (A-B) = pertes de charges entre A et B. la somme de la hauteur géométrique et la perte de charge est appelée hauteur manomètrique totale entre A et B. une pompe centrifuge est toujours caractérisée par le couple (Q, H).

HMT = H+ΔH (A-B)

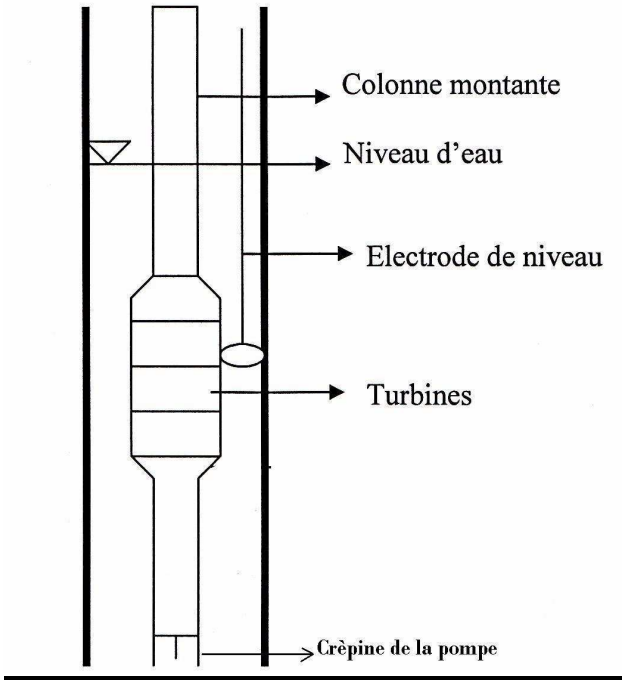
Une hauteur manomètrique correspond physiquement à une différence de pression entre l'amont et l'aval pour être sur que l'eau va arriver.

On peut également définir HMT = HMT (aspiration) + HMT (refoulement).

HMT = (Hauteur géomètrique d'aspiration + pertes de charges dans la conduite d'aspiration) + (Hauteur géomètrique de refoulement + pertes de charges dans la conduite de refoulement).

Lorsqu'il s'agit d'une pompe immergée, la vitesse étant invariable, il suffit de définir le nombre de turbines nécessaire pour atteindre la hauteur manométrique requise, les courbes caractéristiques fournies par le constructeur (qu'on verra plus loin), permettent de faire ce choix. Ex : pour une pompe de 30 m^3 /h tournant à 2900 tr/min, la hauteur par turbine est de 8 mètres.
Lorsqu'il s'agit d'une pompe à axe vertical, la vitesse pouvant être variable, il faut en premier lieu choisir la vitesse à laquelle on souhaite travailler sachant qu'elle peut varier de 1600 à 3600 tr/min pour les petites pompes et de 1500 à 2200 tr/min pour les grandes. Il n'est pas souhaitable d'utiliser la vitesse maximale.
Il arrive que dans certains projets mal dimensionnés, l'eau n'arrive pas à un point éloigné à cause du HMT mal calculée. Il existe dans le commerce des surpresseurs pour remédier à la situation. Un surpresseur de 6 bars par exemple procure une HMT additionnelle de 60m. Ces surpresseurs sont équipés de ballon servant de réserves d'eau à un volume V fixé (10 litres, 30 litres ,40 litres, 200 litres... etc.)

III) <u>Protection de la pompe :</u>



- **Clapet anti-retour** : il faut l'installer juste à la sortie de la station de pompage pour éviter le retour des eaux de la canalisation.
- **Electrodes de niveau** : lorsque la crépine est dénoyée, la pompe risque de tourner à vide et être grillée. Par mesure de sécurité, on installe des électrodes de niveau qui, une fois le niveau d'eau descendu, la pompe s'arrête automatiquement.
- **Vannage** : le démarrage de la pompe doit être lent et progressif, ainsi la vanne installée à la sortie de la pompe doit être fermée lors de la mise en marche.
- **Compteur** : il permet le suivi quantitatif des volumes d'eau produits
- **Manomètre** : il permet de contrôler la pression de l'eau au moment du démarrage.
- **Dispositif anti-béllier** : les pompes doivent être généralement protégées contre les coups de bélier (augmentation ou diminution brutale de la pression) qui sont provoqués par les arrêts ou mise en marche brutaux. En pratique, on utilise des dispositifs anti-bélier (DAB) constitués par des réservoirs d'air sous pression. La dilatation ou la compression de cet air permet d'amortir les coups de bélier jusqu'à des valeurs supportables par le matériel.

Dispositif anti-bélier de 1500 litres

- **Paramètres de la cavitation** :

La cavitation est une formation de bulles de vapeur due à une baisse de pression lors de l'aspiration. Ceci se traduit physiquement par la naissance d'ondes de choc qui se propagent le long de la conduite en provoquant des bruits et des vibrations, ceci occasionne une détérioration du matériel. Ce phénomène se produit essentiellement à l'aspiration des pompes. La baisse de pression est principalement due aux causes suivantes :

- élévation géométrique au dessus du niveau libre de l'eau à l'aspiration de la pompe.
- pertes de charges excessives dans la tuyauterie d'aspiration
- énergie cinétique importante dans la roue de la pompe.

Les essais de cavitation effectués par les constructeurs se traduisent par une pression ou charge nette absolue à l'aspiration qu'il faut assurer à l'entrée de la pompe pour éviter la cavitation. Elle est souvent désignée par les initiales anglaises NPSH (net positive suction head), elle a la dimension d'une hauteur
Il faut toujours respecter le point de fonctionnement optimal d'une pompe, sinon on a soit un risque de surpression, soit un risque de cavitation.

IV) Section du câble électrique :

Le câble qui alimente la pompe doit avoir une section adéquate en fonction de l'intensité du courant et de la tension d'alimentation, celle-ci est calculée par la formule :

$$q\ (mm^2) = \frac{3{,}1 \times l \times I \times \cos(Ø)}{(PV)\ \% \times U}$$

Avec l = longueur du câble, U = tension en volts (380 V), PV = chute de tension = 3%, I = intensité du courant en A, cos (Ø) = 0,8 (facteur de puissance)

Exemple : pour l = 60 m, I = 17,6 A, on obtient q = 2,22 mm^2. La section adoptée sera de 3 x 2,5 mm^2

La formule de calcul correspond à la température ambiante (25 à 30° C), à 40° C, on peut corriger la section en divisant par 0,85.

Remarques :

- la section calculée par la formule précédente correspond à un mode de démarrage direct de la pompe. En cas de démarrage étoile-triangle, il faut diviser la section par 2, autrement dit la section est maximale en cas de démarrage direct.
- En pratique, on utilise des abaques pour le calcul de la section du câble.

Dimensions des câbles en 3 x 400 V, 50 Hz
Chute de tension : 3%

Moteur	kW	I_n [A]	Cos φ 100%	Dimensions [mm²]															
				1,5	2,5	4	6	10	16	25	35	50	70	95	120	150	185	240	300
2"	0,37	1,4	0,64	576	955														
4"	0,55	2,2	0,64	366	608	904													
4"	0,75	2,9	0,72	317	510	824													
4"	1,1	3,4	0,72	211	350	568	830												
4"	1,5	4,2	0,75	164	273	434	640												
4"	2,2	5,5	0,82	115	191	304	454	748											
4"	3,0	7,85	0,77	86	142	226	337	556	872										
4"	4,0	9,6	0,8	67	112	178	250	438	689										
4"	5,5	13	0,86	49	82	130	194	320	504	768									
4"	7,5	18,8	0,78		59	93	139	229	360	548	745								
6"	5,5	13,6	0,77	43	82	131	195	320	504	765									
6"	7,5	17,6	0,8	37	61	97	145	249	396	575	781								
6"	9,2	21,8	0,81		49	79	116	191	300	458	625	860							
6"	11	24,8	0,83		42	67	99	164	258	395	540	744	995						
6"	13	30	0,81			56	84	139	218	333	454	625	833						
6"	15	34	0,82				73	121	191	291	397	547	731	938					
6"	18,5	42	0,81				60	99	155	236	324	446	595	763	913				
6"	22	48	0,84					84	132	202	276	382	511	659	792	935			
6"	25	57	0,84					71	111	170	233	321	431	555	667	788	913		
6"	30	66,5	0,83						96	147	201	277	371	477	573	676	782	935	
6"	37	83,5	0,79							119	163	223	296	378	451	529	608	714	806
8"	22	48	0,84					84	132	202	276	382	511	659	792	935			
8"	26	56,5	0,85					70	111	170	233	322	432	557	671	794	922		
8"	30	64	0,85						98	150	205	284	381	492	592	701	814	967	
8"	37	78,5	0,85						80	122	168	232	311	401	483	572	664	789	903
8"	45	96,5	0,82							102	140	193	257	330	398	466	539	633	723
8"	55	114	0,83								115	159	214	270	333	394	457	543	622
8"	63	132	0,83									137	187	240	289	340	394	466	531
8"	75	152	0,86									119	160	206	249	295	343	409	469
8"	92	186	0,86										140	163	203	241	281	334	383
8"	110	224	0,87											140	169	200	233	279	322
10"	75	154	0,84										157	203	244	288	334	395	452
10"	92	194	0,82										120	164	197	232	268	316	360
10"	110	228	0,84											139	167	197	228	271	309
10"	132	270	0,84												141	166	195	228	261
10"	143	315	0,81													143	168	194	221
10"	170	355	0,81															168	190
10"	190	425	0,75															140	162
12"	147	305	0,84													147	170	202	230
12"	170	345	0,85														151	179	205
12"	190	390	0,84															158	181
12"	220	445	0,85																159
12"	250	505	0,85																
Intensité maxi pour câble [A]*				18,5	25	34	43	60	80	101	126	153	196	238	276	319	364	430	497

* Pour des conditions favorables de dissipation de la chaleur.

Longueur maxi en mètres du câble du disjoncteur à la pompe.

V) Critères de choix d'une pompe :

Le choix d'une pompe doit se faire en tenant compte d'un certain nombre de critères :

- **a) profondeur de l'eau :**

Dans un canal ou rivière, les pompes à axe horizontal sont à retenir. Pour un puits ou un forage, le choix est à faire en fonction de la disponibilité ou pas d'énergie électrique. Il y a lieu de signaler que les pompes mécaniques à axe vertical sont limitées en matière de HMT, (100 m est pratiquement une limite).

- **b) énergie de pompage :**

Les pompes électriques offrent beaucoup d'avantages technico-économiques. Toutefois, l'achat d'un groupe électrogène pour entraîner une pompe immergée est fortement déconseillé : cette formule est très coûteuse en investissement et également en entretien

- **c) débit désiré :**

A titre indicatif, le tableau suivant définit les débits que l'on peut atteindre en fonction du diamètre extérieur d'encombrement de la pompe :

Pompe immergée		**Pompe thermique**	
Encombrement	**Q (maximal)**	**Encombrement**	**Q (maximal)**
142 mm	**30 m^3/h**	**142 mm**	**30 m^3/h**
194 mm	**150 m3/h**	**190 mm**	**100 m^3/h**
274 mm	**400 m^3/h**	**241 mm**	**200 m^3/h**
		286 mm	**300 m^3/h**
		333 mm	**400 m^3/h**

- **d) rendement du pompage** :

Le rendement des pompes varie entre 60 et 80% en fonction du diamètre du corps et de la qualité. Ainsi les petites se situent autour de 60% et les grosses autour de 80%. Lorsque les pompes sont de mauvaise qualité ou mal entretenues, il est fréquent qu'elles perdent une dizaine de points de rendement.

VI) Puissance et rendement :

Le rendement d'une pompe est le rapport entre la puissance efficace réellement fournie par la pompe et la puissance fournie au moteur de la pompe. Pour les pompes industrielles, le rendement est de 70 à 80%.

La puissance nécessaire au pompage est donnée par la formule suivante :

$$\boxed{P\ (KW) = 9{,}8 \times H\ (m) \times Q\ (m^3/s) / \eta}$$

Avec H = hauteur manométrique exprimée en mètres
Q = débit de pompage en m^3/s
η = rendement global de pompage (pompe, moteur)

Remarque : il ne faut pas confondre la puissance nécessaire au pompage qui provient d'une source externe (réseau ONE ou groupe électrogène) et la puissance du moteur électrique de la pompe qui est intégré au corps de la pompe.

La puissance électrique en circuit triphasé est : **P = U.I.cos(Ø).√3**

Avec U= tension en Volts, I = intensité du courant en Ampères, Ø = déphasage courant-tension, cos (Ø) = facteur de puissance (0,8).

En courant alternatif monophasè ; P = **U.I.cos(Ø)**

La puissance est également exprimée en chevaux (CV ou HP : horse power en anglais), à retenir que : 1 cheval = 736 Watts.

Sur la plaque signalétique d'une pompe, on trouve toujours les caractéristiques techniques données par le constructeur.

VII) démarrage d'une pompe électrique :

Le démarrage d'un moteur électrique nécessite au départ une puissance supérieure à la puissance nominale. Le tableau suivant montre dans quelles proportions varient les couples de démarrage et les courants de démarrage en fonction du mode de démarrage.

Mode de démarrage	Id/In	Cd/Cn
Moteur à cage		
* Direct (pleine tension)	5	1,5
* Auto transformateur	2,45	0,74
* Etoile- triangle	1,65	0,5
Moteur à rotor bobiné		
* Résistance rotorique	1,5 à 2,5	1,5 à 2,5
	Id= Courant de démarrage In= Courant nominal	Cd= Couple de démarrage Cn= Couple nominal

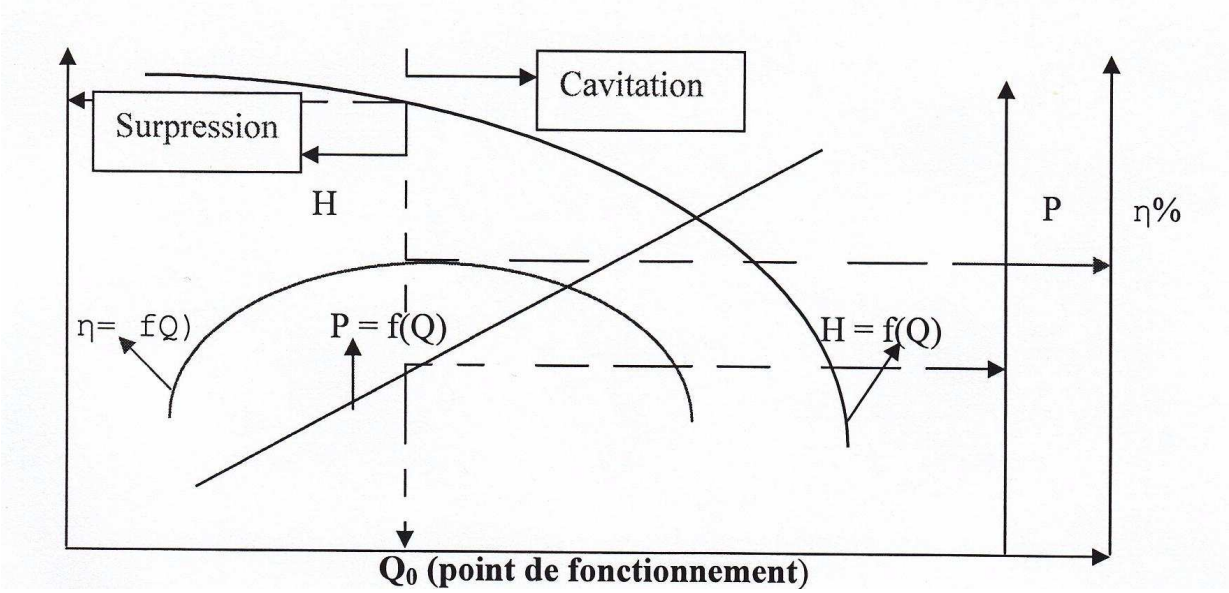
Donc pour calculer une puissance de démarrage, il faut calculer la puissance en Kw par la formule classique citée plus haut et diviser par 0.8/ (Cos φ) pour passer à la puissance en K.V.A et ensuite majorer cette puissance selon le mode de démarrage adopté.(rapport Id/In) . On appelle également cette puissance : la puissance apparente.

Remarque : le moteur de certaines pompes electriques est conçu pour permettre un démarrage étoile-triangle.

VIII) Courbes caractéristiques d'une pompe :

Cette particularité des pompes centrifuges permet d'effectuer facilement leurs réglages et de tracer les courbes de leur fonctionnement afin de définir le régime optimum de débit, de hauteur manométrique ainsi que d'économie d'énergie.Pour une pompe donnée et une vitesse de rotation constante, on trace :

- une courbe des hauteurs manométriques en fonction des débits, H = f (Q)
- une courbe des puissances absorbées en fonction des débits, P = f (Q)
- une courbe des rendements globaux (pompe et moteur) en fonction des débits η =f (Q)



Remarque :

Lorsque la vitesse de rotation d'une pompe varie de n_1 tr/min à n_2 tr/min, les points Q_1, H_1, et P_1 des courbes de fonctionnement à la vitesse n_1 deviennent à la vitesse n_2.

$$Q_2 = (n_2/ n_1) Q_1$$

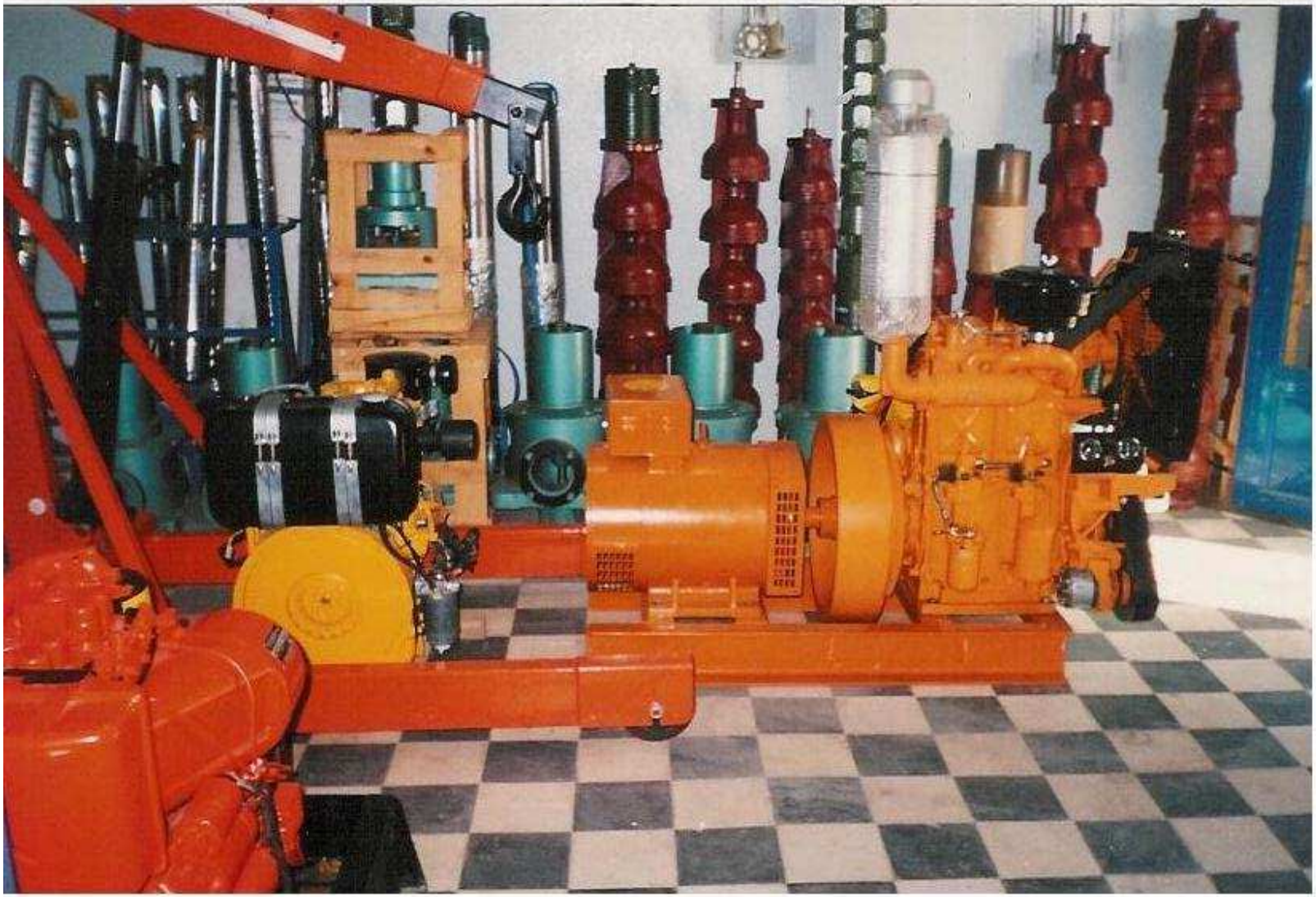
$$H_2 = (n_2/ n_1)^2 H_1$$

$$P_2 = (n_2/ n_1)^3 P_1$$

Par exemple une pompe qui tournerait deux fois plus vite, verrait son débit multiplié par 2, sa hauteur manométrique multipliée par 4, et sa puissance absorbée multipliée par 8.

Conduite branchée à une pompe dans un forage : manomètre, compteur, ventouse pour purger l’air

Stock de matériel de pompage dans un magasin de societé



Exemple de Fiche Technique de Matériel

	Caractéristiques du matériel proposé				
Caractéristiques exigées	**Aïn Nekhla**	**Sidi Zemouri**	**Hamria Aouija**	**Chaala**	**Tlet Ziaida**
	CR Bir Bir Ennasr	**CR Bir Bir Ennasr**	**CR El Ghaba**	**CR S. Bettach**	**CR Ziaida**
1- Caractéristiques de la pompe					
Marque : SAER ou Equivalent	**Pedrollo**	**PEDROLLO**	**pedrollo**	**PEDROLLO**	**PEDROLLO**
Origine	**Italie**	**Italie**	**Italie**	**Italie**	**Italie**
Type	**4SR8/31**	**4SR8/23**	**4SR8/17**	**4SR8/23**	**4SR8/42**
Débit selon spécifité du CPS	**3l/s**	**2l/s**	**2l/s**	**2l/s**	**3l/s**
HMT selon spécifité du CPS	**80m**	**120m**	**80m**	**100 m**	**140m**
Nombres de turbines	**31**	**23**	**17**	**23**	**42**
Rendement 60% au moins	**65%**	**65%**	**65%**	**65%**	**65%**
Marque	**Pedrollo**	**pedrollo**	**pedrollo**	**pedrollo**	**pedrollo**
Origine	**Italie**	**Italie**	**Italie**	**Italie**	**Italie**
Puissance (KW)	**5,5 KW**	**4KW**	**3 KW**	**4 KW**	**7,5 KW**
Tension d'alimentation (3x380 V; 50Hz)	**3X380 V**	**3X380V**	**3X380 V**	**3X380 V**	**3X380 V**
2- Caractéristiques du groupe électrogène					
a- Moteur					
Marque : Deutz ou Equivalent	**VM SUN**	**VM SUN**	**Lombardini**	**Lombardini**	**réseau ONE**
Origine	**Italie**	**Italie**	**Italie**	**Italie**	
Type	**2105**	**2105**	**9 LD675/2**	**9 LD675/2**	
Nombre de cylindres (2 cylindres au minimum)	**2**	**2**	**2**	**2**	
Vitesse (1500 tours par minute)	**OUI**	**OUI**	**OUI**	**OUI**	

Refroidissement à l'air	**OUI**	**OUI**	**OUI**	**OUI**	
Démarrage électrique	**OUI**	**OUI**	**OUI**	**OUI**	

page 2/2

Caractéristiques exigées	**Aïn Nekhla**		**Hamria Aouija**	**Chaala**	**Tlet Ziaida**
	CR Bir Bir Ennasr	**CR Bir Bir Ennasr**	**CR El Ghaba**	**CR S. Bettach**	**CR Ziaida**
b- Alternateur					
Marque	**MECCALTE**	**MECCALTE**	**MECCALTE**	**MECCALTE**	
Origine	**Italie**	**Italie**	**Italie**	**Italie**	
Puissance (selon CPS)	**16 KVA**	**16 KVA**	**10 KVA**	**10 KVA**	
vitesse (1500 tours par minute)	**1500 tr/min**	**1500 tr/min**	**1500 tr/min**	**1500 tr/min**	
Accessoire du groupe électrogène système d'arrêt du groupe lorsque la pompe est mise à l'arrêt par l'électrode	**chassis+tableau de commande+batterie avec système d'arrêt automatique du groupe**	**chassis+tableau de commande+batterie avec système d'arrêt automatique du groupe**	**chassis+tableau de commande+batterie avec système d'arrêt automatique**	**chassis+tableau de commande+batterie avec arrêt automatique du groupe**	
3- Caractéristiques de la colonne montante :					
diamètre de 63mm en acier galvanisé à chaud avec brides	**oui**	**oui**	**oui**	**oui**	**oui**
4- Caractéristiques du câble d'alimentation :					
en cuivre de section adéquate, souple pour immersion permanente	**3 x 2,5 mm^2**	**3 x 4 mm^2**	**3 x 1,5 mm^2**	**3 x 2,5 mm^2**	**3 x 6 mm^2**
5- Caractéristiques des armoires :	**Composants Marque ABB (Allemagne)**	**Composants Marque ABB (Allemagne)**	**Composants Marque ABB)**	**Composants Marque ABB**	**Composants Marque ABB**
avec protection du groupe et contenant un ampermètre, voltmètre, compteur horaires, alarme sonore et relais de niveau	**oui**	**oui**	**oui**	**oui**	**oui**

Exemple de fiche technique

Localité : Sidi Zemmouri

1) Pompe :

- Marque : Pedrollo (Italie)
- Type : 4SR8/23
- Débit : 2 l/s
- Puissance absorbée : 4 Kw
- HMT : 120 m
- Vitesse : 2900 tr/min
- Rendement : 65%
- Nombre d'étages : 23
- Diamètre de refoulement : 2'' → 63mm
- Clapet anti-retour : incorporé
- Teneur maxi en sables : 150 g/m^3

2) Moteur :

- Marque : Pedrollo
- Type : IP5
- Puissance : 5,5 CV
- Tension : 3X380V
- Intensité : 10 A
- Câble d'alimentation : submersible avec une section de 3x4 mm^2

3) Métallurgie du groupe

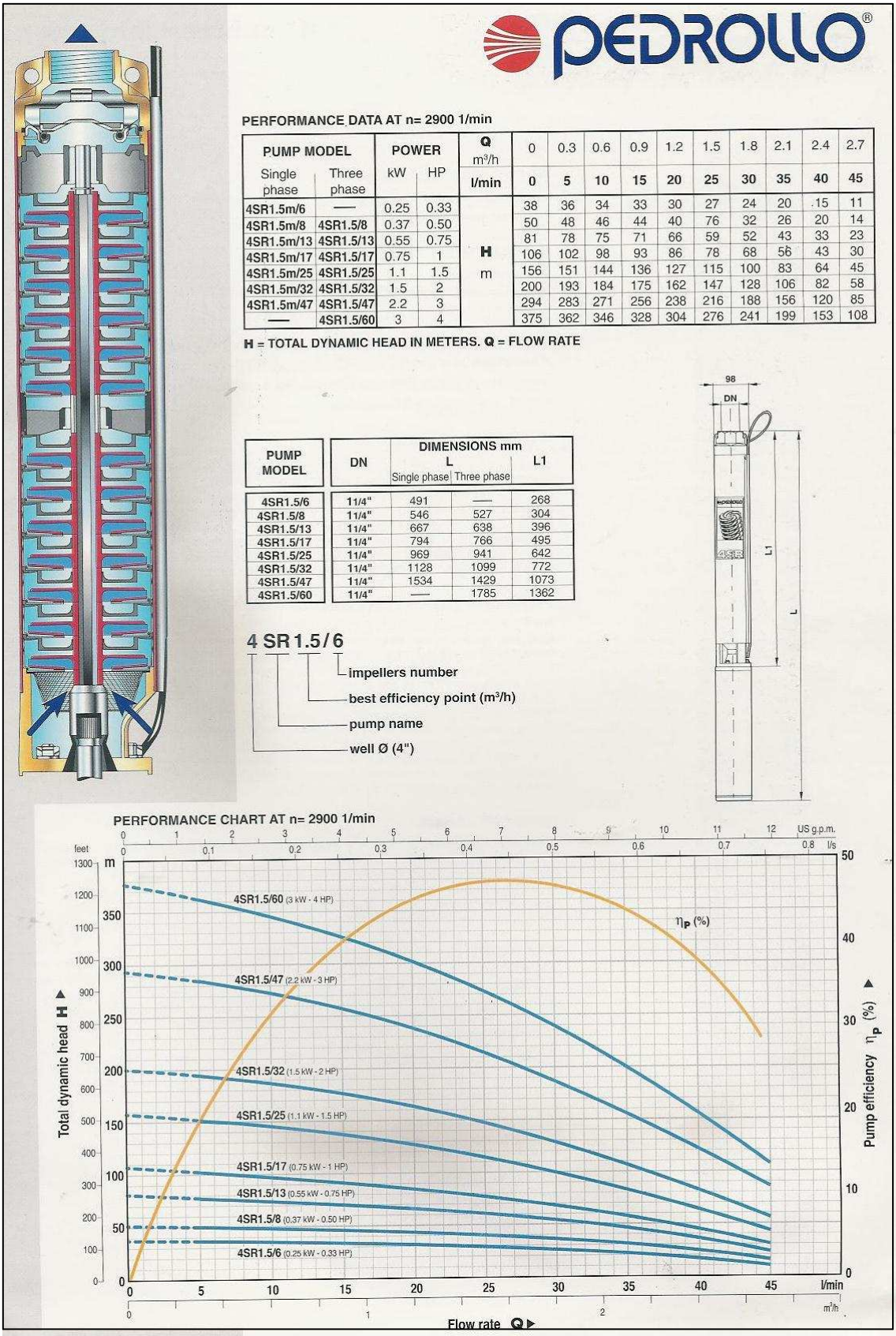
- Corps de pompe : Acier INOX AISI 304
- Roues : Acier INOX AISI 304
- Arbres : Acier INOX AISI 431
- Diffuseur : Acier INOX AISI 304
- Crépine d'aspiration : Acier INOX AISI 304

4) Groupe électrogène :

- Marque : VM SUN (Italie)
- Alternateur : Meccalte
- Puissance : 16 KVA
- Vitesse de rotation : 1500 tr/min

5) Armoire de commande :

- Marque : ABB
- Origine : Allemagne
- Contenu : contacteur, relais de niveau, relais de phase, disjoncteur moteur, commutateur, 3 voyants (eau, marche, défaut), fusibles, presse étoupe, ampèremètre, voltmètre, compteur horaire.



PEDROLLO®

PERFORMANCE DATA AT n= 2900 1/min

PUMP MODEL Single phase	PUMP MODEL Three phase	POWER kW	POWER HP	Q m³/h	0	0.3	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8	2.1	2.4	2.7
				l/min	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
4SR1.5m/6	—	0.25	0.33	H m	38	36	34	33	30	27	24	20	15	11
4SR1.5m/8	4SR1.5/8	0.37	0.50		50	48	46	44	40	76	32	26	20	14
4SR1.5m/13	4SR1.5/13	0.55	0.75		81	78	75	71	66	59	52	43	33	23
4SR1.5m/17	4SR1.5/17	0.75	1		106	102	98	93	86	78	68	56	43	30
4SR1.5m/25	4SR1.5/25	1.1	1.5		156	151	144	136	127	115	100	83	64	45
4SR1.5m/32	4SR1.5/32	1.5	2		200	193	184	175	162	147	128	106	82	58
4SR1.5m/47	4SR1.5/47	2.2	3		294	283	271	256	238	216	188	156	120	85
—	4SR1.5/60	3	4		375	362	346	328	304	276	241	199	153	108

H = TOTAL DYNAMIC HEAD IN METERS. Q = FLOW RATE

PUMP MODEL	DN	DIMENSIONS mm L Single phase	L Three phase	L1
4SR1.5/6	1 1/4"	491	—	268
4SR1.5/8	1 1/4"	546	527	304
4SR1.5/13	1 1/4"	667	638	396
4SR1.5/17	1 1/4"	794	766	495
4SR1.5/25	1 1/4"	969	941	642
4SR1.5/32	1 1/4"	1128	1099	772
4SR1.5/47	1 1/4"	1534	1429	1073
4SR1.5/60	1 1/4"	—	1785	1362

4 SR 1.5 / 6

- impellers number
- best efficiency point (m³/h)
- pump name
- well Ø (4")

PERFORMANCE CHART AT n= 2900 1/min

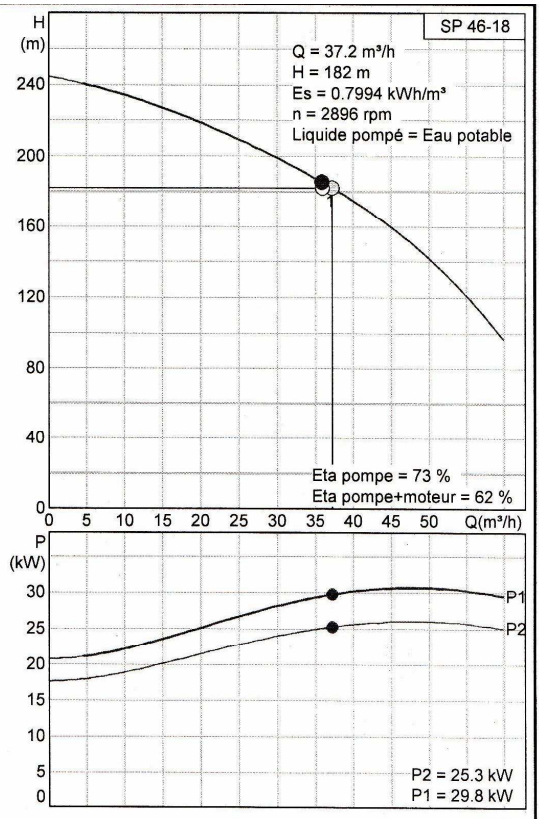
Total dynamic head H ▶ (m / feet)

Pump efficiency η_P (%) ▶

Flow rate Q ▶ (l/min, m³/h, US g.p.m., l/s)

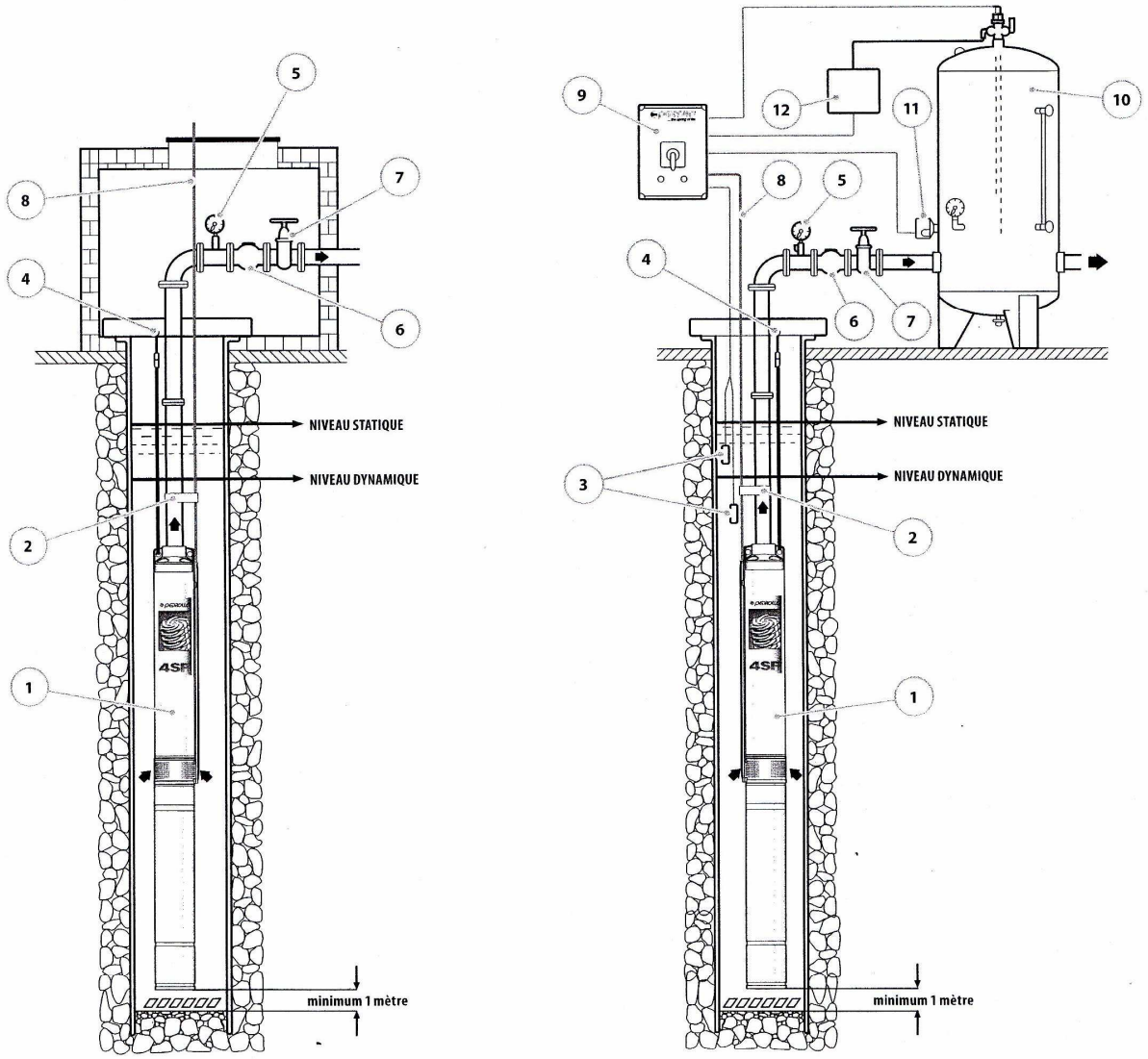
4SR1.5/60 (3 kW - 4 HP)
4SR1.5/47 (2.2 kW - 3 HP)
4SR1.5/32 (1.5 kW - 2 HP)
4SR1.5/25 (1.1 kW - 1.5 HP)
4SR1.5/17 (0.75 kW - 1 HP)
4SR1.5/13 (0.55 kW - 0.75 HP)
4SR1.5/8 (0.37 kW - 0.50 HP)
4SR1.5/6 (0.25 kW - 0.33 HP)

Description	Valeur
Product name:	SP 46-18
Product No:	15A21918
EAN number:	5700391151613
Technique:	
Vitesse pour donnée pompe:	2900 rpm
Débit nominal:	46 m³/h
Débit calculé:	37.2 m³/h
Pression nominale:	158 m
Pression fournie par la pompe:	182 m
Garniture mécanique pour moteur:	CER/CARBON
Tolérance de courbe:	ISO 9906 Annex A
Pompe No:	15A20018
Etages:	18
Modèle:	A
Clapet:	pompe avec clapet anti-retour intégré
Matériaux:	
Pompe:	Acier inoxydable 1.4301 DIN W.-Nr. 304 AISI
Roue mobile:	Acier inoxydable 1.4301 DIN W.-Nr. 304 AISI
Moteur:	Acier inoxydable 1.4301 DIN W.-Nr. 304 AISI
Installation:	
Pression système:	100 bar
Pression d'entrée min.:	-0.6 bar
Pression d'air minimum:	0 bar
Refoulement pompe:	Rp 3
Diamètre moteur:	6 inch
Liquide:	
Liquide pompé:	Eau potable
T° max. liquide à 0,15 m/sec:	30 °C
Donnée électrique:	
Type moteur:	MS6000
Applic. moteur:	NEMA
Puissance nominale - P2:	30 kW
Fréquence d'alimentation:	50 Hz
Tension nominale:	3 x 380-400-415 V
Méthode de démarrage:	direct
Courant nominal:	68,5-66,5-66,5 A
Cos phi - facteur de puissance:	0,87-0,83-0,80
Vitesse nominale:	2840-2870-2870 rpm
Indice de protection (IEC 34-5):	IP58
Classe d'isolement (IEC 85):	F
Protection moteur:	NONE
Protection thermique:	externe
Capteur de température intégré:	oui
No moteur:	78195520
Autres:	
Poids net:	128 kg
Poids brut:	158 kg
Colisage:	0.26 m³



Imprimé depuis le logiciel Grundfos WinCAPS 1/1

EXEMPLES D'INSTALLATION



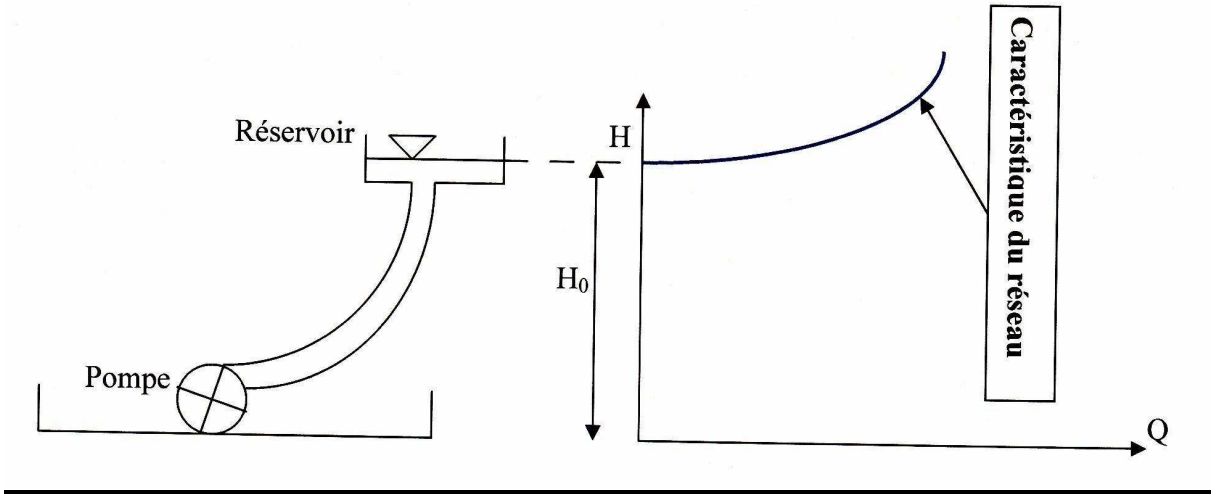
COMPOSANTS

1) Électropompe immergée
2) Colliers de serrage cordon d'alimentation
3) Sonde de contrôle niveau contre la marche à sec
4) Étrier d'ancrage
5) Manomètre
6) Clapet anti-retour
7) Vanne de régulation débit
8) Cordon d'alimentation électrique
9) Coffret électrique
10) Réservoir surpresseur
11) Pressostat
12) Électrovanne/électrocompresseur

➠ **L'installation des électropompes 4SR est possible dans des puits d'un diamètre mini de 4" (100 mm). L'électropompe est descendue dans le puits à l'aide du tuyau de refoulement jusqu'à une profondeur qui en garantit l'immersion totale (min. 50 cm et au moins un mètre par rapport au fond du puits), y compris au cours du fonctionnement quand il peut se vérifier une baisse du niveau du liquide dans le puits. Quand l'électropompe immergée est installée dans un puits, il est conseillé de la fixer avec un câble en acier inox à raccorder aux trous prévus à cet effet sur le corps de refoulement.**

IX) Fonctionnement d'une pompe sur un réseau hydraulique :

A) caractéristique hauteur-débit d'un réseau hydraulique :

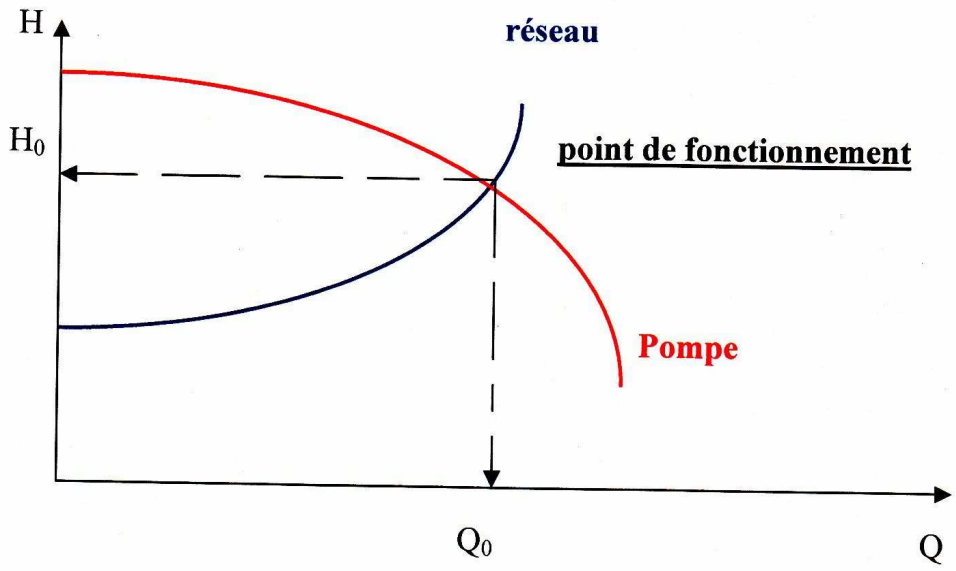


Dans la conception d'un réseau de distribution, l'eau doit parvenir au point le plus haut. L'eau doit donc vaincre une hauteur $H = H_0 + \Delta H$ or $\Delta H = KQ^2$ avec K = constante

Donc $\boxed{\mathbf{H = H_0 + KQ^2}}$ c'est l'équation d'une parabole

B) couplage d'une pompe et d'un réseau :

La courbe caractéristique de la pompe Q = f(H) est une parabole décroissante, celle du réseau est une parabole croissante. Le point de fonctionnement est l'intersection des deux courbes.



IX) le coût de l'énergie :

1) cas d'un pompage électrique :

Lorsqu'il s'agit d'un pompage électrique, on a $W_i = P \times N_i$ (1)

Avec W_i = énergie consommée en KWh
N_i = nombre d'heures de fonctionnement
P = puissance consommée.

Or P = 9,8 x Q x HMT /0,7 (on a pris 70% comme rendement), donc P = 14 x Q x H (2)

Soit V_i le volume d'eau pompée, $V_i = Q \times N_i \times 3600$ d'où $Q = V_i /(N_I \times 3600)$ (3)

En combinant les équations (2) et (3), on obtient $P = 0{,}004 \times V_i /N_I \times HMT$.

D'après l'équation (1), on a

$$\boxed{W_i = 0{,}004 \times V_i \times HMT}$$

Avec W_i exprimé en KWh, V_I en m^3 (volume d'eau pompé annuellement) et HMT en mètre. C'est l'énergie théorique « ou nominale » qui est nécessaire au pompage. L'énergie réelle consommée est lègèrement supèrieure compte tenu de la puissance au démarrage.

2) **<u>Cas d'un pompage thermique</u>** :

Le raisonnement est le même que pour une pompe électrique mais on prendra un rendement de 50% uniquement. Ceci donnera à la fin :

$$\boxed{W_i = 0{,}0054 \times V_i \times HMT\ (m)}$$

Pour le pompage thermique, on adoptera une consommation de 0,34 litres de gasoil par KWh avec une majoration de 10% du coût global pour intégrer le coût des lubrifiants.

<u>Exemple :</u> avec un prix de gasoil de 8 Dh/litre, le coût énergétique annuel sera :

$C = 0{,}0054 \times 0{,}34 \times 8 \times 1{,}1 \times V_i \times HMT\ (m)$

$$\boxed{C\ (Dh) = 0{,}02 \times V_i \times HMT\ (m)}$$

IIX) <u>Quelques défauts de fonctionnement et causes probables</u> :

1) <u>la pompe ne fonctionne pas</u> :

- piéces oxydés
- absence de jeu entre turbine et diffuseur
- voltage très bas
- fusible
- problème du moteur
- problème électrique

2) <u>la pompe ne débite pas :</u>

- immersion
- clapet ou crépine bouchée
- vitesse de rotation très basse
- rotation en sens contraire
- HMT élevé
- Arbre brisé
- Tuyaux obturés

3) <u>débit insuffisant :</u>

- Petit diamètre de la tuyauterie
- tuyauterie obturée partiellement
- vitesse de rotation très basse
- jeu entre diffuseur et turbine très grand
- turbine libre sur l'arbre (serrage)
- HMT élevée / capacité de la pompe
- Immersion insuffisante
- Tuyauterie percée ou non étanche
- Turbine brisée

4) <u>pression insuffisante</u> :

- air ou gaz dans l'eau
- viscosité supérieure à la normale
- tous les points cités en (3)

5) <u>la pompe débite puis coupe :</u>

- niveau d'eau inférieur à la première turbine
- immersion insuffisante
- NPSH< NPSHd
- cavitation
- arbres non dressés

III.X) <u>Coût du matériel de pompage</u> :

- Lorsque les caractéristiques techniques de dimensionnement sont fixés (Q, HMT, longueur colonne montante) pour la pompe et P (KVA) pour le groupe électrogène, les prix dépendent surtout de la qualité du matériel proposé et des marques présentes sur le marché. A l'heure actuelle, le choix est de plus en plus diversifié (mondialisation oblige).
- D'un autre côté, il y a les accessoires du matériel qui parfois et selon le maître d'ouvrage peuvent être nombreux (dispositif anti-bellier, pompes doseuses, automatismes…etc), tout dépend donc du cahier de charges. Citons toutefois que certaines marques sont connues à l'échelle internationale, à titre d'exemple :

- **<u>pompes</u>** : **Grundfos, SAER, Pedrollo, Lowara, Marelli**
- **<u>groupes électrogènes</u>** : **Deutz, Lombardini, VMSUN**
- **<u>Armoires de commande</u>** : **ABB**

IV.X) les pompes doseuses :

Afin d'assurer un traitement de l'eau à la sortie du captage pour aller rejoindre le château d'eau, on installe des pompes doseuses. On trouve sur le marché plusieurs types dont les caractéristiques techniques sont spécifiées par le constructeur.

Exemple : Astral pool (marque espagnole)

type	Débit en l/h	Pression en bar	Voltage et fréquence	Puissance en Watt	Ampérage
2-5	2	5	230 V 50-60 Hz	37	2,7
2-10	2	10	230 V 50-60 Hz	37	2,7
4-5	4	5	230 V 50-60 Hz	37	2,7
5-7	5	7	230 V 50-60 Hz	37	2,7
5-10	5	10	230 V 50-60 Hz	58	3,2
10-5	10	5	230 V 50-60 Hz	58	3,2
10-10	10	10	230 V 50-60 Hz	82	4,1
20-5	20	5	230 V 50-60 Hz	82	4,1

Ces pompes doseuses sont équipées d'armoires de commandes contenant les éléments suivants :

- débit de produit injecté
- dose ou concentration de produit injectée

Le débit q (l/h) à injecter est donné par la formule suivante :

$$q(l/h) = (Q(m^3/h) \times C(g/m^3)) / (D \times 3{,}17)$$

Avec, Q = débit d'eau à traiter à la sortie de la pompe, C = concentration de chlore en g/m^3, D = degré chlorométrique de la solution injectée, exemple 1 degré correspond à 3,17 g de chlore par litre d'eau de javel

Exemple d'appel d'offre

RABAT

N° Ordre : 446843

Date limite : 09/07/2007

Date d'ouverture de pli : 11/07/2007 à 10:00

Objet : Alimentation en eau potable du centre de Sidi Addi et deux douars avoisinants (province d'Ifrane)
- lot : équipement
Équipement d'une station de pompage sur forage N°R E 1583/22 pour Q = 12 l/s - HMT = 78 m, y compris équipements électriques, de javellisation, et d'un ballon anti-bélier de 50 litres
NB. Délai d'exécution est de : 6 mois
NB. lot : équipement : Secteur : 22 ; Qualification : 22-8 ; Classe : 3

Exercices 1 :

Une pompe dont les caractéristiques sont données par les équations suivantes :

H (m) = -0,1 Q^2 +2Q +35
P (Kw) = 0,6Q + 3
η% = 1,6 QH/(Q+5) avec Q en l/s

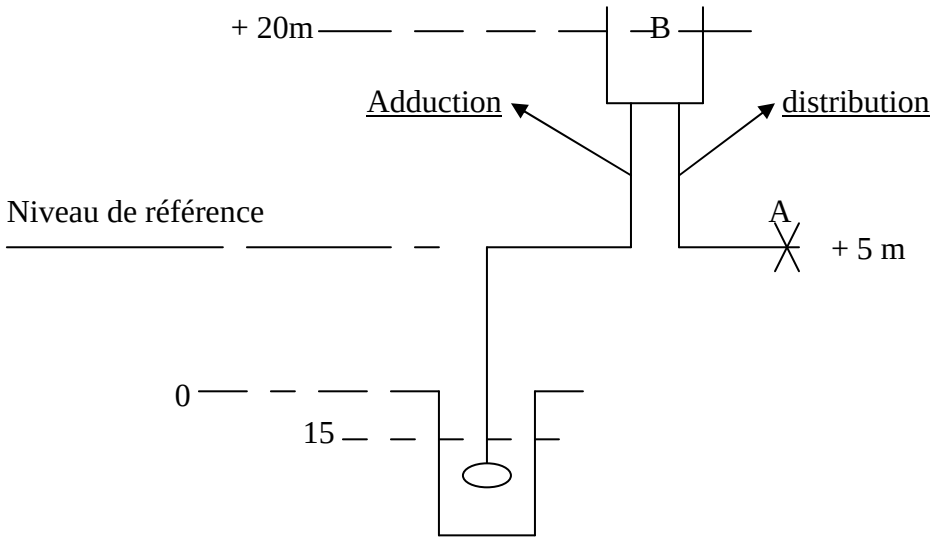
Refoule d'une façon continue l'eau d'un puits dont le niveau dynamique se trouve à – 15 m par rapport au sol vers un réservoir dont le niveau du plan d'eau se trouve à + 20 m par rapport au sol.

1) déterminer l'expression de la caractéristique de la conduite de refoulement sachant qu'elle a une longueur l, un diamètre d, un coefficient de pertes de charges linéaires λ et un coefficient de pertes de charges singulières totales k.
2) sachant que les pertes de charges totales dans la conduite de refoulement (en m) et le débit (en l/s) sont liés par la relation $\Delta H = 0{,}03\ Q^2$

Déterminer le point de fonctionnement de la pompe (Q, HMT, P, η%)

Le réservoir alimente un point A situé à +5 m par rapport au sol par une conduite de 500 m de longueur, de 20 cm de diamètre et dont les coefficients de pertes de charges sont λ = 0,02 et k =3

3) calculer le débit donné par la conduite sachant que celle-ci fonctionne d'une façon continue durant 8heures/jour.
4) Calculer la pression disponible au point A



Réponses :

1) $H = H_0 + KQ^2$ avec $H_0 = 35m$, $\Delta H = \Delta Hl + \Delta Hs$

$\Delta H_l = \lambda\ l/d\ V^2/2g$ or $Q = VS = v\Pi d^2/4$, soit alors $\Delta HL = 8\lambda lQ^2/\Pi^2 g\ d^5$

$\Delta Hs = Kv^2/2g$, soit $\Delta Hs = 8KQ^2/g\ \Pi^2 d4$ d'où $\boxed{\Delta H = \mathbf{Q^2\ ((8\lambda l/\Pi^2\ g\ d^5) + (8k/g\Pi^2\ d^4))}}$ **(1)**

$$\boxed{\mathbf{H = 35 + Q^2\ ((8\lambda l/\Pi^2\ g\ d^5) + (8k/g\Pi^2\ d^4))}}$$

2) $H = H_0 + \Delta H$, donc $H = 35 + 0{,}03\ Q^2$

Puisque $H = -0{,}1\ Q^2 + 2Q + 35$, on aura alors $-0{,}1\ Q^2 + 2Q + 35 = 35 + 0{,}03\ Q^2$

La résolution de cette équation donne $\boxed{\mathbf{Q = 15{,}4\ l/s}}$

En remplaçant Q par sa valeur dans les trois équations caractéristiques de la pompe, on obtient : **H = 42 m, P = 16 chevaux, η = 50%**

Calculons les pertes de charges totales dans la conduite en tenant compte des différentes valeurs données (équation 1), on obtient :

$\boxed{\mathbf{\Delta H = 2650\ Q^2}}$ **(2)**

3) Q = 15,4 l/s, en 24 heures le volume d'eau produit est $V_j = 15{,}4 \times 3600 \times 24$ soit $V_j = 1330\ m^3$. La conduite de distribution doit donner ce volume d'eau pendant 8 heures,

Soit Q = 1330000/8x3600 donc $\boxed{\mathbf{Q = 46\ l/s}}$

Pour ce débit et d'après l'équation (2), on obtient $\boxed{\mathbf{\Delta H = 5{,}6\ m}}$

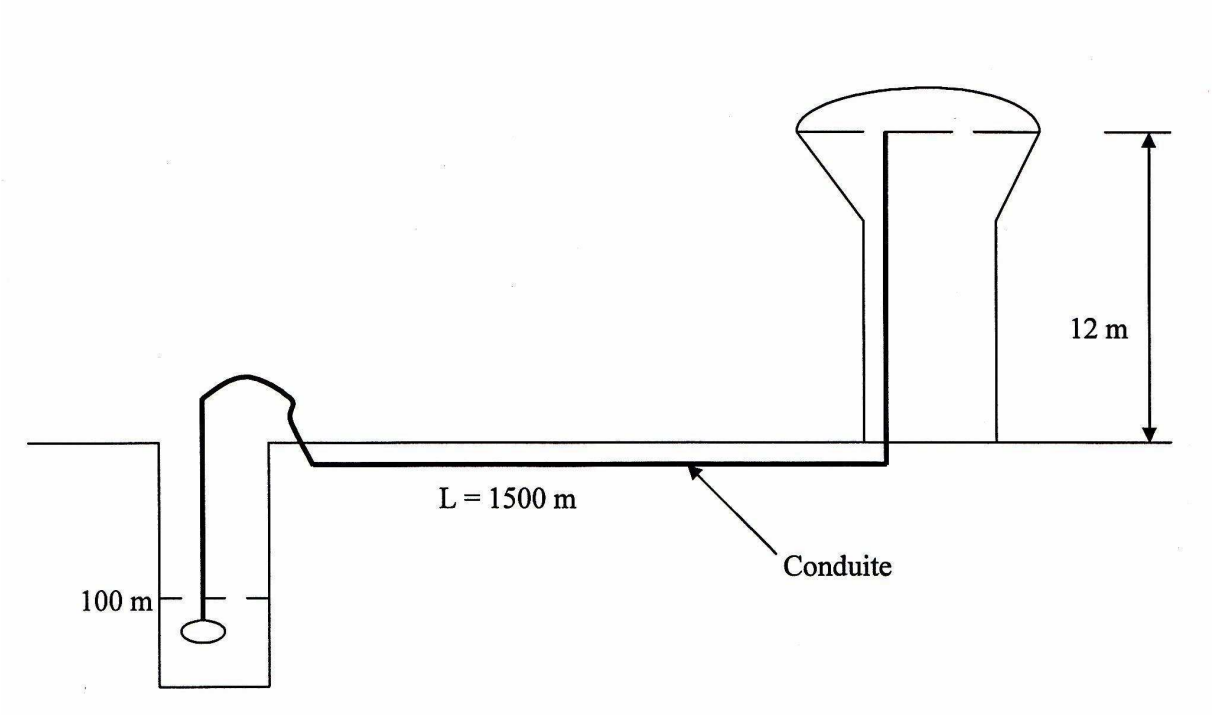
4) calculons la pression au point A par application du théorème de Bernoulli entre Aet B

$15 = P_A/\omega + (VA^2/2g) + 5{,}6$, soit $P_A/\omega = 9{,}3$ d'où $\boxed{\mathbf{P_A = 1\ bar}}$

<u>Exercice 2 :</u>

Pour alimenter en eau potable une agglomération de taille moyenne, une pompe électrique est installée dans un forage ou le niveau dynamique est à 100m (niveau d'eau le plus bas après pompage). Le débit à refouler est de 15 l/s et ce dans un château d'eau surélevé dont la hauteur maximale du plan d'eau est à 12 m par le biais d'une tuyauterie de 1500 mètres de diamètre 150mm. Les coefficients de pertes de charges linéaires et singulières sont respectivement $\lambda = 0{,}02$ et k = 0,3.
Déterminer les caractéristiques du matériel de pompage (prendre pour rendement global 70%).

Le volume annuel à produire pour satisfaire les besoins a été estimé à 70000 $m^{3,}$ quel sera le coût théorique de l'énergie annuellement consommée sachant que le tarif moyen pratiqué est de 1,3 Dh/KWh.



Réponses :

1) la pompe aura un débit Q = 15 l/s

HMT = hauteur géométrique + pertes de charges
Hauteur géométrique = 100 + 12 = 112 m

$\Delta H = \Delta HL + \Delta H_S$; $\Delta HL = \lambda l/d\ V^2/2g$; $\Delta H_s = Kv^2/2g$

L = 1500 m d= 150 mm $\lambda = 0,02$ k = 0,3

$Q = VS = v\Pi\ d^2/4$ d'où $V = 4Q/\Pi\ d^2$ A.N V = 0,85 m/s

$\Delta HL = 0,02 \times 1500/150 \times 0,85^2/20$ soit $\Delta HL = 7,2$ m
$\Delta H_s = 0,3 \times 0,85^2/20$ soit $\Delta H_s = 0,01$ m

$\Delta H = 7,21$ m.

Donc HMT = 112 + 7,21 = 119,21 m **(on prendra HMT = 120 m).**

2) la puissance nécessaire au pompage est P (KW) = $9,8 \times 15.10^{-3} \times 120/0,7$ soit P = 25,2 KW
25,2/cos (Φ) = 25,2/08 = 31,5 KVA ; en majorant cette puissance par un rapport $I_d/I_n = 3$; on aura une puissance au démarrage de **95 KVA**.

3) l'énergie électrique consommée en KWh est W_i = 0,004 x V_i x HMT avec V_i = volume annuel produit A.N = Wi = 33600 KWh, soit un coût annuel de 1,3 x 33600 = **43680 Dhs**

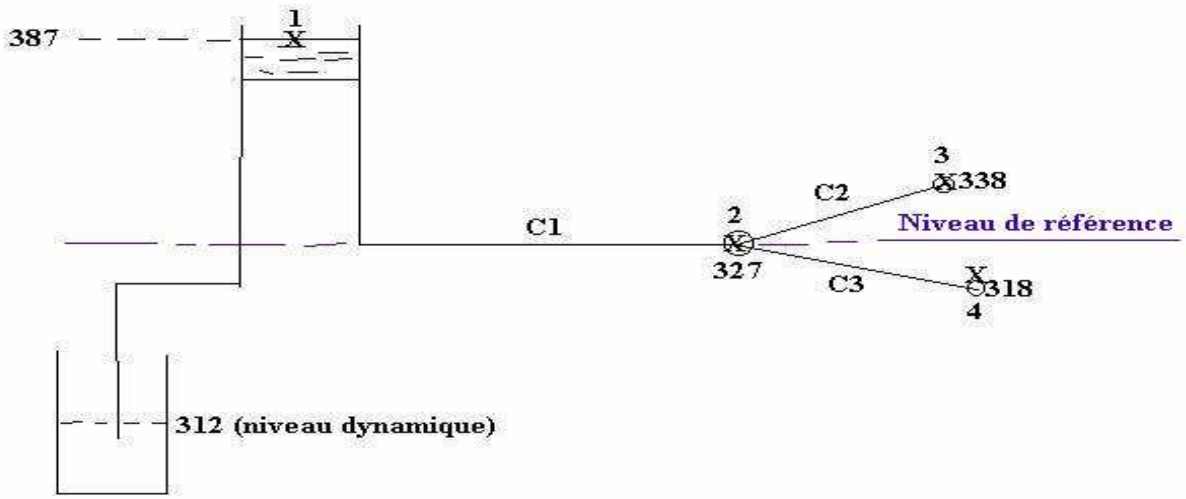
Exercice :

Un centre rural est alimenté en eau par le dispositif hydraulique schématisé ci-dessous, et dont les caractéristiques sont comme suit :

- Nombre total d'habitants : 4200
- Besoins de pointe (tout usages confondus) à l'horizon 2015 : 100 litres/jour/habitant
- Longueur de la conduite de refoulement : 150 m
- Pertes de charges dans la conduite de refoulement : 0,02 m/m
- C1 est une conduite d'adduction, C2 et C3 sont des conduites de distribution.

Conduite	Nombre d'habitants	Longueur (m)	Pertes de charges m/m	Vitesse admise en m/s
C1	0	1500	0,010	1,2
C2	1600	420	0,005	0,6
C3	2600	600	0,008	0,8

1) déterminer les caractéristiques de la pompe à installer sachant qu'elle sera entrainée par un groupe électrogène (prendre pour rendement global 65%).
2) Déterminer les diamètres des conduites C1, C2, et C3.
3) Calculer les pressions disponibles à l'aval de chaque conduite.



Réponses :

la pompe doit pouvoir débiter Q = 4200 x 100 l/j , soit Q = 5 l/s. la hauteur manométrique est HMT = hauteur géométrique + pertes de charges.
La hauteur géométrique = 387 – 312 = 75 m, pertes de charges = 150 x 0,02 = 3m

HMT = 75 + 3 = 78 m.

La puissance a développer par le groupe électrogène est P (kw) = 9,8 x 5.10^{-3} x 78 / 0,65 soit P = 5,88 kw, P/cos(ø) = 5,88/0,8 = 7,35 KVA, au démarrage on aura besoin d'une puissance d'environ 3 x 7,35 = 22 KVA ;

1) le diamètre de la conduite C1 on a, Q1 = V1 S1 = v π d^2 /4 or Q = 5 l/s, soit alors d1 = $\sqrt{(4Q/\pi V)}$, d'où **d1 = 73 mm.**

Même raisonnement pour les conduites C2 et C3 avec Q2 = 1600 x 100 l/j = 1,85 l/s et Q3= 2600 x 100 l/j = 3 l/s. tout calcul fait, on trouve d2 = 62 mm et d3 = 70 mm.

2) Il suffit d'appliquer le théorème de Bernoulli entre 1 et 2 , entre 2 et 3 , entre 2 et 4

<u>Entre 1 et 2 :</u>

60 = P2/ω + 1,44/20 + (1500 x 0,010) soit alors **P2 = 4,5 bars**

<u>Entre 2 et 3 :</u>

P2/ω + 1,44/20 = 11 +P3/ω + 0,36/20 + (420 x 0,005) soit alors **P3 = 3,2 bars**

<u>Entre 2 et 4 :</u>

4,5/ω + 1,44/20 = 9 + 0,64/20 + P3/ω + (600 x 0,008) soit alors **P3 = 3,1 bars**

<u>Stations de pompage de L'ONEP</u>

Exemple de bordereau de prix extrait de CPS

FOURNITURE, TRANSPORT, ET INSTALLATION DE (04) QUATRE POMPES POUR L'EQUIPEMENT DE (04) QUATRE POINTS D'EAU DESTINES A L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE (04) QUATRE AGGLOMERATIONS RURALES DANS LA PROVINCE DE CHICHAOUA – WILAYA DE MARRAKECH-

DETAIL ESTIMATIF

N° des prix 1	**Désignation des prestations** 2	Unité de mesure ou de compte 3	Quant. 4	Prix unitaire en DHS (hors TVA) en chiffres 5	Prix total 6=4x5
1	**- Fourniture, transport et installation d'un groupe électro-pompe, immergé, ayant les caractéristiques suivantes :** Q= 2 l/s; HMT = 220 m U= 380 v – triphasé. **L'Unité :**	L'Unité	02		
2	**- Fourniture, transport et installation d'un groupe électro-pompe, immergé, ayant les caractéristiques suivantes :** Q= 2 l/s; HMT = 180 m U= 380 v – triphasé. **L'Unité :**		01		
3	**- Fourniture, transport et installation d'un groupe électro-pompe, immergé, ayant les caractéristiques suivantes :** Q= 2 l/s; HMT = 130 m U= 380 v – triphasé. **L'Unité :**	L'Unité	01		
4	- Fourniture et installation de colonnes montantes et conduites d'amenée en acier galvanisé Ø 65 mm y compris brides à encoches et boulons **Le mètre Linéaire**	ML	725		
5	- Fourniture et mise en place du câble électrique qui relie les groupes électrogènes et les armoires de commande y compris les accessoires nécessaires **Le Mètre linéaire :**	ML	80		
6	- Fourniture et mise en place du câble électrique qui relie l'armoire de commande et l'électro-pompe immergée. **Le Mètre linéaire :**	ML	765		

DETAIL ESTIMATIF (Suite 1)

N° des prix 1	Désignation des prestations 2	Unité de mesure ou de compte 3	Quant 4	Prix unitaire en DHS (hors TVA) en chiffres 5	Prix total 6=4x5
7	- Fourniture et installation du groupe électrogène pour alimenter les groupes éléctro-pompes sous 380 V de puissance 30 KVA. (1500 tr/min) **L'Unité**	U	01		
8	- Fourniture et installation du groupe électrogène pour alimenter les groupes éléctro-pompes sous 380 V de puissance 17 KVA. (1500 tr/min) **L'Unité**	U	01		
9	- Fourniture, et installation d'armoires de commande y compris tous les accessoires **L'Unité**	U	04		
10	-Fourniture et installation des vannes de sectionnement de diamètre 2 "1/2 y compris toutes les sujétions. **L'Unité**	U	04		
11	- Fourniture et mise en place de clapets anti- retour de diamètre 2" 1/2 y compris toutes sujétions. **L'Unité**	U	04		
12	Fourniture et installation de compteurs volumétriques y compris toutes sujétions. **L'Unité**	U	04		
13	- Fourniture et installation de ventouses y compris toutes sujétions. **L'Unité**	U	04		
14	- Fourniture d'un jeu complet de filtres (air, huile et gasoil) pour le moteur du groupe électrogène comme pièces de rechange. **L'Unité**	U	04		
15	- Fourniture et mise en place du câble électrique reliant les armoires de commande au réseau électrique de l'ONE. **Le mètre linéaire :**	ML	600		

DETAIL ESTIMATIF (Suite 2)

N° des prix 1	Désignation des prestations 2	Unité de mesure ou de compte 3	Quant 4	Prix unitaire en DHS (hors TVA) en chiffres 5	Prix total 6=4x5
16	- Remise en état des dommages occasionnés sur les ouvrages de génie civil lors de la mise en place du matériel de pompage **Le Forfait:**	F	04		

Total hors T.V.A=
T.V.A (20%) =
Total T.T.C =

Arrêté le présent détail estimatif T.T.C à la somme de :

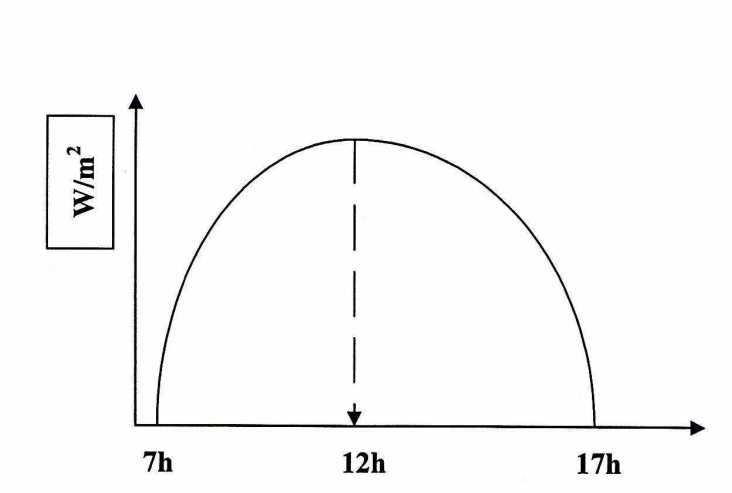
Les énergies renouvelables et le pompage de l'eau

I) Introduction :

L'application des énergies renouvelables dans le pompage de l'eau se matérialise principalement au niveau du pompage solaire et le pompage éolien. L'avantage principal de ces types de pompage est la gratuité de l'énergie, tan disque le grand inconvénient réside dans l'investissement initial qui est trop lourd.

II) le pompage solaire ou photovoltaïque :

Ce système de pompage est avantageux lorsque l'ensoleillement est important, ainsi le débit fourni par une pompe solaire est maximal au milieu de la journée et minimal pendant le matin et soir.



L'équipement du pompage solaire comprend :

- un générateur constitué de panneaux ou modules photovoltaïques qui convertissent le rayonnement solaire en courant continu
- un convertisseur (onduleur) à fréquence variable permettant la variation de la vitesse de la pompe au cours de la journée en fonction de l'intensité de l'ensoleillement. L'onduleur convertit le courant continu en courant alternatif triphasé pour alimenter le moteur de la pompe.
- une pompe centrifuge multicellulaire couplée à un moteur électrique. ce groupe motopompe est généralement d'un diamètre de 4'' pour Q<25 m^3/j ou de 6'' pour les débits de 25 à 150 m^3/j.

Le dimensionnement d'une installation de pompage photovoltaïque c'est-à-dire le nombre de panneaux est fonction de la puissance en crête

La puissance en crête P_C est la puissance maximale générée par un module photovoltaïque à température ambiante (généralement 25 °C) sous un flux de rayonnement solaire incident de 1000 Watt/m^2. (Le W/m^2) est la puissance du rayonnement solaire par unité de surface.

La puissance crête est déterminée en fonction du débit, du HMT, et de l'ensoleillement au droit du site. (Il y a une carte d'ensoleillement du Maroc).

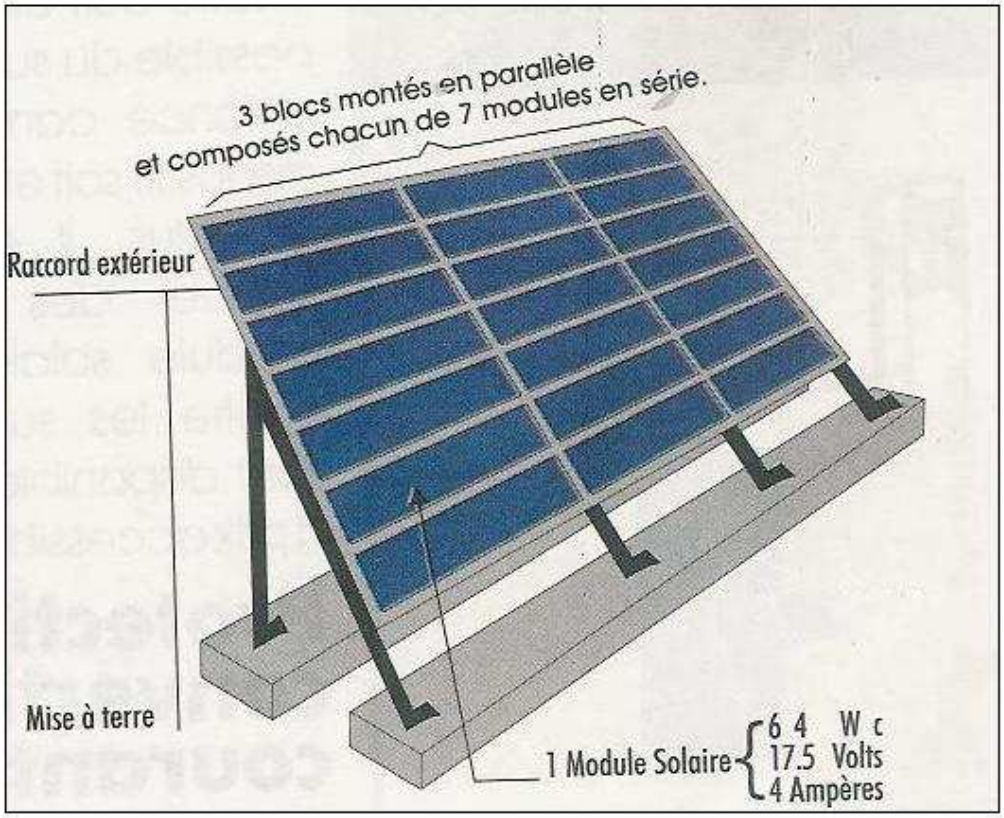
On parle également de Watt crête (W_C) pour définir l'unité de mesure de puissance électrique d'un module photovoltaïque.

La puissance crête est calculée par la formule : $\mathbf{P_C = 10/ (I_r \times Q \times HMT)}$

Avec I_r = irradiation en KWh/m^2/jour)

Exemple : I_r = 5,5 KWh/m^2/jour ; Q = 18 m^3/jour ; HMT = 41 m P_C = 1342 W_C

Si le générateur solaire proposé est composé de modules de 64 W_C, il faudrait 21 unités. Après, il faut voir de quelle manière (en série ou en parallèle) les blocs vont être montés.



La plage de fonctionnement des pompes solaires se trouve généralement dans la gamme suivante :

10 < Q < 150 m^3 /j (1,74 l/s en fictif continu)
15 < HMT < 60 m

Le pompage solaire n'est donc adapté que pour des débits faibles.

III) <u>le pompage éolien</u> :

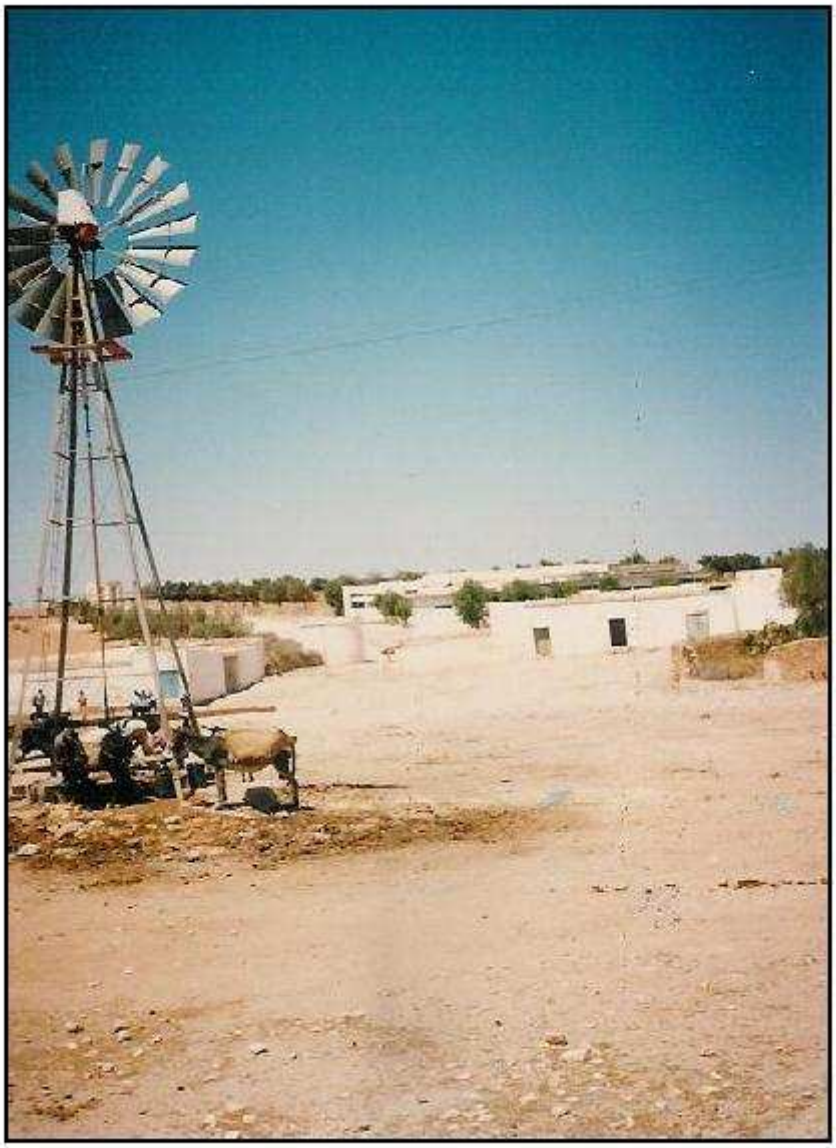
Ce type de pompage est intéressant dans les zones ou la vitesse du vent est favorable (comprise entre 4 et 6 m/s, exemple région d'Essaouira).
Le pompage de l'eau par énergie éolienne peut se présenter selon les deux systèmes suivants :

- l'éolienne multipale couplée à une pompe à tringlerie.
- L'aérogénérateur produisant du courant électrique pour alimenter une pompe immergée.

Les performances du pompage éolien sont également limitées. En zone favorable, on a :

10 <Q < 30 m^3 /j (0,35 l/s en fictif continu)
15 < HMT < 50 m

Eolienne sur un puits dans la région d'Essaouira



Les conduites d'eau

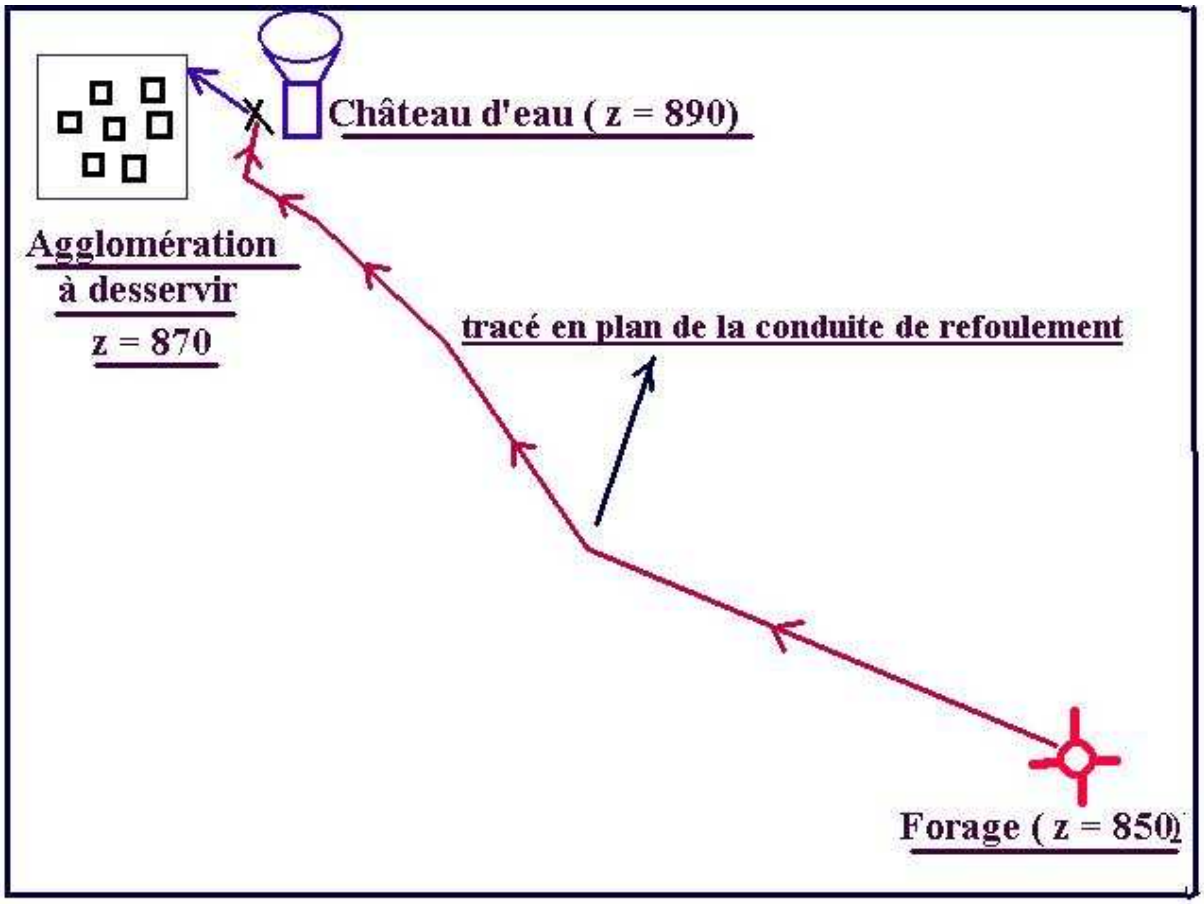
I/- Introduction :

- Les conduites constituent l'élément assurant le transfert de l'eau. Plusieurs caractéristiques sont à préciser lors du choix d'une conduite à savoir : nature, longueur, diamètre, pression de service. Ce sont ces 4 paramètres qu'il faut préciser dans le calcul d'une conduite. Il est clair qu'un dimensionnement d'une conduite doit être conçu de manière à minimiser les pertes de charges.
-

II/- Les paramètres de dimensionnement :

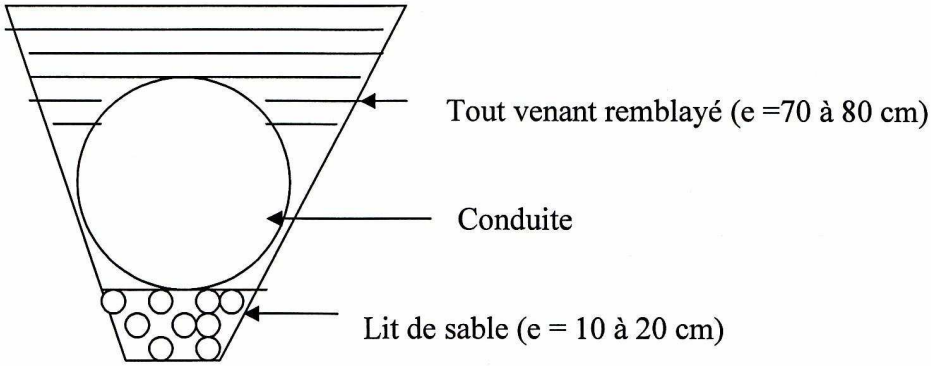
II-1) Longueur :

La longueur de la conduite est tributaire du tracé de la conduite, lui même dépendant du profil topographique de l'amont jusqu'à l'aval. (De la pompe jusqu'à l'utilisateur). Pour protéger les conduites, il vaut mieux les enterrer. Certaines précautions doivent être prises pour protéger les conduites et en particulier contre les coups de Bélier qu'on verra plus loin.



Une conduite doit être généralement enterrée et posée sur une couche de sable (10 à 20 cm) puis remblayée par un tout venant sélectionné. En terrain meuble, le lit de pose sera constitué par du sable fin, en terrain rocheux par de la gravette. La conduite doit

être auscultée de temps à autre et notamment en matière de fuites : c'est en fait ce qui conditionne le rendement et l'efficience du réseau.



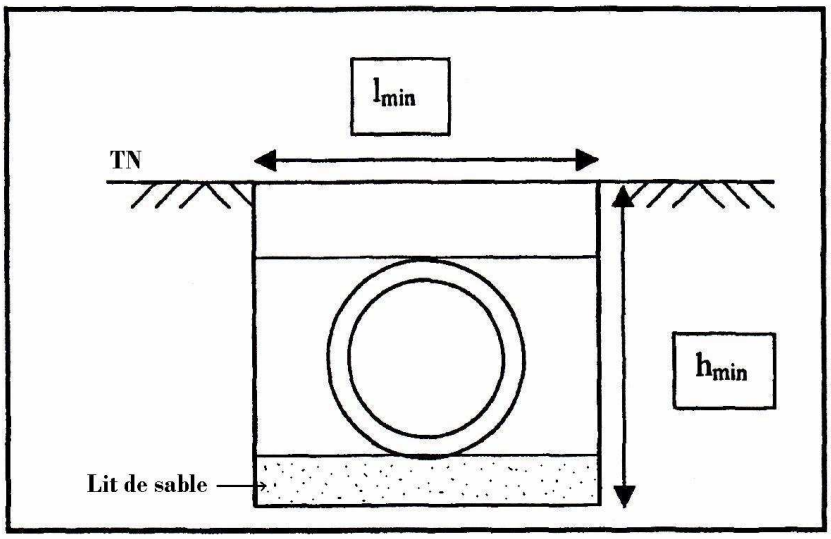
Cas gènèral de la pose

$$h_{min} \geq 0.50\ m + D_{ex}$$
$$l_{min} \geq 0.40\ m + D_{ex}$$

D_{ex} = Diamètre extérieur de la conduite

h_{min} = Profondeur minimale

l_{min} = Largeur minimale



La conduite doit être aussi protégée contre la corrosion. Ce phénomène peut agir sur la paroi extérieure (exemple : à cause de l'humidité du sol) comme sur la paroi intérieure (cas d'une eau corrosive). Il convient à cet effet de passer sur la conduite et à l'intérieur un revêtement protecteur tel que les peintures. La conduite doit être également en sécuritè vis-à-vis des différentes charges, des logiciels permettent de faire ce calcul.

Syndicat des Tubes et Raccords en ***PVC***

NOTE DE CALCUL

DIMENSIONNEMENT MECANIQUE DES CANALISATIONS D'ASSAINISSEMENT SELON LA METHODE DU FASCICULE 70

Caractéristiques de l'affaire

- Titre de l'Affaire : **pose d'une conduite**
- Maître d'oeuvre : xxxx
- Entreprise(s) : xxxxx
- Rédacteur : xxxx

Date : 26/03/2013

Caractéristiques du tuyau

- Nature du matériau : Béton Armé
- Type de canalisation : 90A
- Identification du produit :
- Diamètre nominal : 400
- Diamètre intérieur : 400 mm
- Epaisseur de calcul : 40 mm
- Classe de résistance : 36 kN/m

Caractéristiques du sol

- Groupe sol d'enrobage : G1
- Poids volumique : 18 kN/m3
- Qualité du compactage : Compacté Contrôlé et Validé q5
- Présence Géotextile : Non
- Groupe sol en place : G1

Caractéristiques de la mise en oeuvre et charges de surface

- Type de pose : Tranchée
- Hauteur de remblai : 0,8 m
- Largeur de la tranchée : 1,58 m
- Epaisseur du lit de pose : 0,1 m
- Profondeur de tranchée : 1,38 m
- Type de blindage : C (caisson simple)
- Epaisseur de blindage : 0,1 m
- Mode de retrait : Cas 1 (retiré par couche avant compactage)
- Nappe phréatique : Non
- Chaussée : Oui
- Charges roulantes : Système Bc
- Charges permanentes : 0 kN/m2
- Charges de chantier : 0 kN/m2

Résultats des calculs

- Comportement de la canalisation : Rigide
- Pression verticale totale : 89,1 kN/m2
- Pression moyenne d'étreinte : 66,8 kN/m2
- Moment fléchissant ultime à court terme : 0,861 kN.m/ml
- Moment fléchissant de service à court terme : 0,689 kN.m/ml

VERIFICATION DE LA SECURITE ET DE LA DURABILITE

Etat limite ultime (ELU)

- Force portante ultime : **12,3 kN/m (Limite : 25,71 kN/m)**
- Coefficient de sécurité : **2,09**

Etat limite de service (ELS)

- Force portante de service : **9,84 kN/m (Limite : 24 kN/m)**

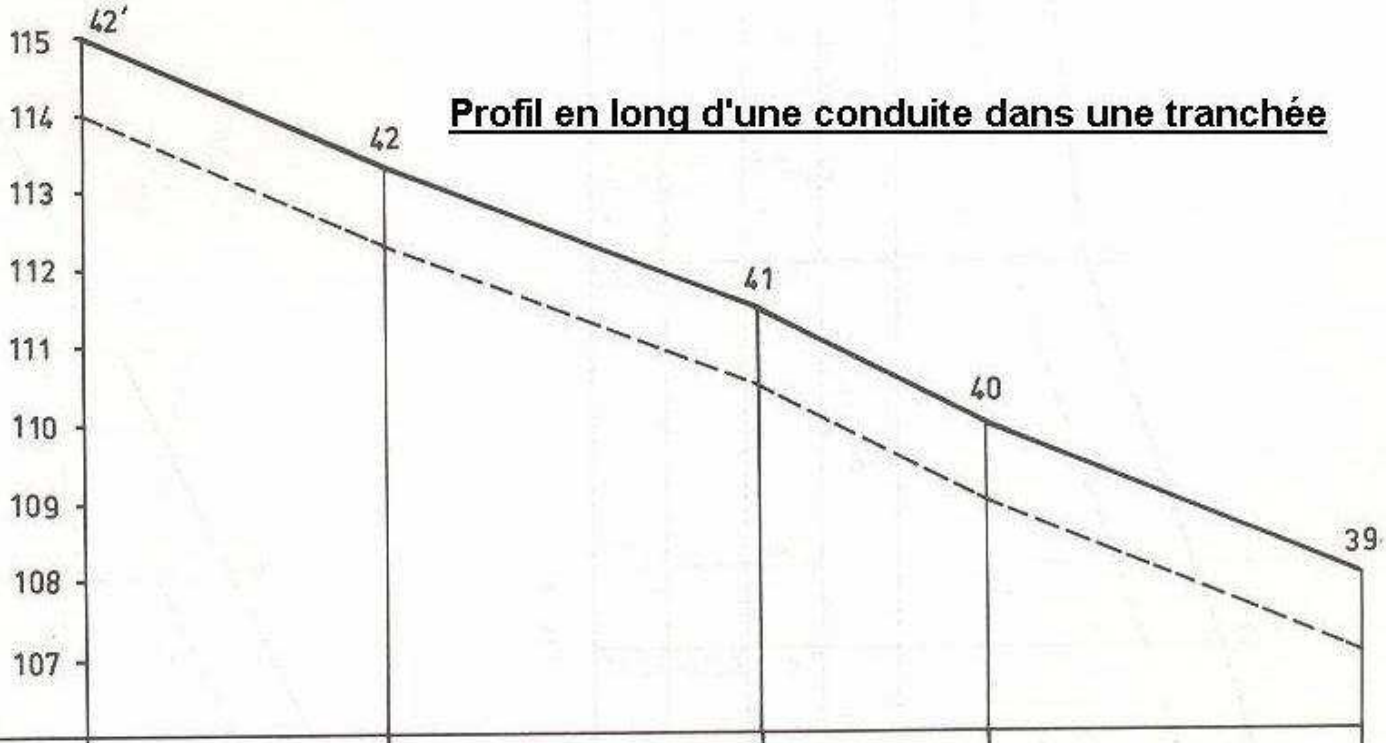
CONCLUSION : **LA SECURITE D'EMPLOI EST SATISFAISANTE**

Note de calcul établie avec le logiciel STR PVC Assainissement.

Remarque :

Lorsqu’un écoulement est conçu d’être gravitaire au sein d’une conduite, il faut que les pertes de charges totales soient inférieures à la hauteur géométrique disponible.

Terrassement et pose d’une conduite

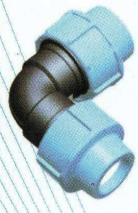


distances partielles (m)	40		50		30		50			
distances cumulées (m)	0	40		90		120		170		
cotes terrain (m)	115	113,3		111,5		110		108		
cotes fond de tranchée (m)	114	112,3		110,5		109		107		

BATIPLAST

un raccord qui a fait ses preuves

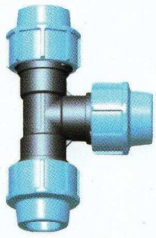
BA0100



Coude Egale (90°)

Référence	DØ	Qté	Prix
BA0110	20 x 20	200	5,56
BA0120	25 x 25	120	8,74
BA0130	32 x 32	80	12,97
BA0140	40 x 40	40	20,00
BA0150	50 x 50	25	31,43
BA0160	63 x 63	14	45,71
BA0170	75 x 75	10	81,66
BA0180	90 x 90	6	134,38
BA0190	110 x 110	3	232,28

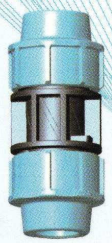
BA0200



Tee Egale (90°)

Référence	DØ	Qté	Prix
BA0210	20 x 20 x 20	120	9,14
BA0220	25 x 25 x 25	70	12,57
BA0230	32 x 32 x 32	50	19,44
BA0240	40 x 40 x 40	25	31,43
BA0250	50 x 50 x 50	15	42,86
BA0260	63 x 63 x 63	10	63,57
BA0270	75 x 75 x 75	6	124,10
BA0280	90 x 90 x 90	4	195,73
BA0290	110 x 110 x 110	2	344,43

BA0300



Manchon Egale

Référence	DØ	Qté	Prix
BA0310	20 x 20	200	5,47
BA0320	25 x 25	130	8,26
BA0330	32 x 32	100	12,54
BA0340	40 x 40	60	22,04
BA0350	50 x 50	36	31,50
BA0360	63 x 63	20	45,00
BA0370	75 x 75	14	71,49
BA0380	90 x 90	7	122,41
BA0390	110 x 110	3	204,43

BA0400

Coude (90°) Femelle

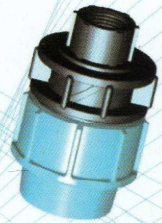
Référence	DØ	Qté	Prix
BA0410	20 x 1/2"	350	3,46
BA0420	25 x 3/4"	200	5,87
BA0430	32 x 1"	130	8,41
BA0440	40 x 1-1/4"	70	18,53
BA0450	50 x 1-1/2"	35	24,29
BA0460	63 x 2"	19	32,86
BA0470	75 x 2-1/2"	10	110,00
BA0480	90 x 3"	9	143,32
BA0490	110 x 4"	3	286,44

BA0500

Tee (90°) Femelle

Référence	DØ	Qté	Prix
BA0510	20 x 1/2" x 20	150	6,56
BA0520	25 x 3/4" x 25	100	9,33
BA0530	32 x 1" x 32	70	14,46
BA0540	40 x 1-1/4" x 40	40	27,14
BA0550	50 x 1-1/2" x 50	28	35,71
BA0560	63 x 2" x 63	14	54,29
BA0570	75 x 2" x 75	6	114,90
BA0580	90 x 3" x 90	4	208,20
BA0590	110 x 4" x 110	2	455,00

BA0600



Raccord Femelle

Référence	DØ	Qté	Prix
BA0610	20 x 1/2"	350	3,44
BA0620	25 x 1/2"	200	5,01
BA0630	25 x 3/4"	200	5,43
BA0640	32 x 1"	150	7,94
BA0650	40 x 1-1/4"	90	15,60
BA0660	50 x 1-1/2"	50	23,63
BA0670	63 x 2"	30	25,71
BA0680	75 x 2 1/2"	22	55,85
BA0690	90 x 3"	12	77,27
BA0700	110 x 4"	6	217,86

BA0700

Coude (90°) Mâle

Référence	DØ	Qté	Prix
BA0710	20 x 1/2"	350	3,64
BA0720	25 x 3/4"	200	5,24
BA0730	32 x 1"	130	7,64
BA0740	40 x 1-1/4"	70	14,26
BA0750	50 x 1-1/2"	40	21,43
BA0760	63 x 2"	20	27,14
BA0770	75 x 2-1/2"	15	50,43
BA0780	90 x 3"	9	95,00
BA0790	110 x 4"	3	296,96

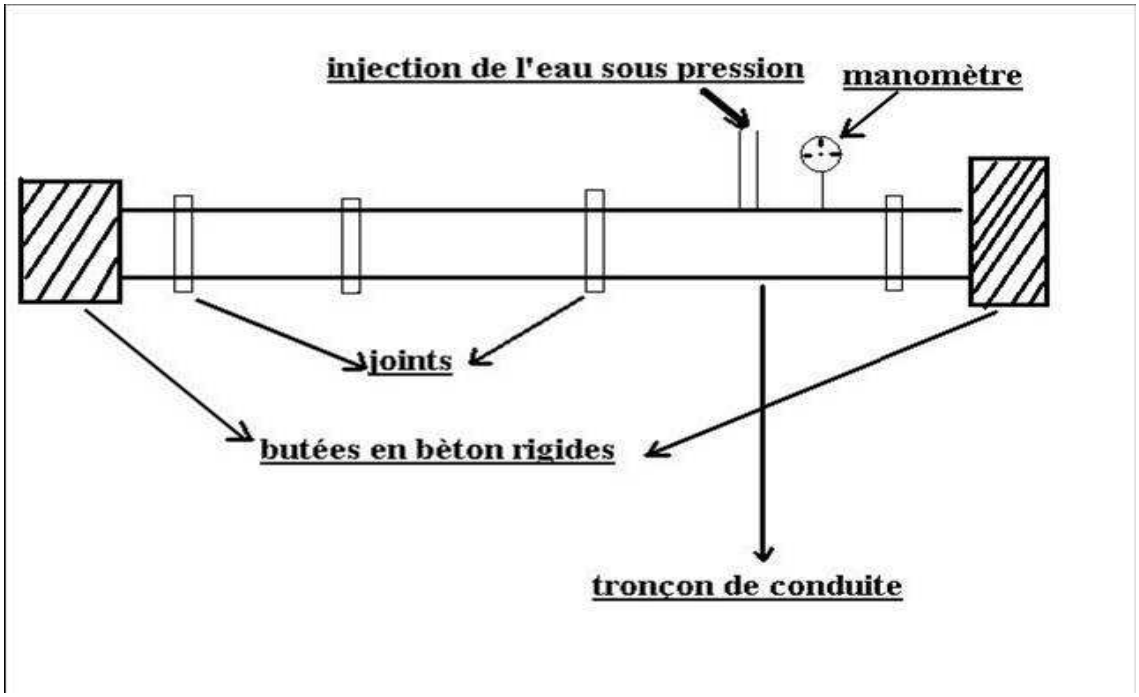
BA0800

Raccord Mâle

Référence	DØ	Qté	Prix
BA0810	20 x 1/2"	350	3,37
BA0820	25 x 1/2"	200	4,93
BA0830	25 x 3/4"	200	4,99
BA0840	32 x 1"	150	7,49
BA0850	40 x 1-1/4"	90	12,66
BA0860	50 x 1-1/2"	60	20,27
BA0870	63 x 2"	30	26,43
BA0880	75 x 2-1/2"	24	50,43
BA0890	90 x 3"	12	74,13
BA0900	110 x 4"	7	217,90

II-2) <u>Pression de service</u> :

C'est la pression maximale à laquelle peut résister une conduite donnée sans éclatement ou fissuration. Cette pression dépend du matériau constituant la conduite et du diamètre. Cette pression est donnée par le constructeur et peut être testée avec des essais de pression en tranchée. Ainsi, on trouvera sur le marché PN6, PN10, PN16 etc. (pression nominale 6 bars, 10 bars, 16 bars) .Remarquons au passage qu'il est toujours intéressant d'installer des manomètres sur les conduites afin de pouvoir contrôler la pression de l'eau.
L'essai en tranchée à une durée minimale d'une demi heure et ne devra en aucun cas excéder 2 heures.



<u>Remarque :</u>

- La pression de service dépend aussi du régime de fonctionnement au sein d'un réseau hydraulique. En gravitaire, c'est la pression qui règne en tout point de la canalisation en régime statique. En refoulement, c'est la pression qui règne en régime dynamique. Ces valeurs sont souvent majorées de 1 à 2 bars pour résister aux coups de bélier.

- On appelle **classe d'une conduite**, la pression à laquelle elle est éprouvée en usine. Il est recommandé d'utiliser des conduites dont la classe est le double de la pression de service

II-3- <u>D i a m è t r e</u> :

Le choix du diamètre doit être optimal en tenant compte des considérations suivantes :

- En augmentant le diamètre, on augmente le prix de la conduite, mais en contre partie, on diminue très vite les pertes de charges et par suite les dépenses en énergie pour faire circuler l'eau.

- En diminuant le diamètre, on augmente les pertes de charge et on crée des surpressions sur les parois de la conduite mais en contrepartie, on diminue le coût.

Il faut donc trouver un compromis et chercher un diamètre qui optimise les différents paramètres hydrauliques et en particulier, la vitesse, les pertes de charges et la pression. (Le débit à véhiculer est fixé une fois pour toutes, il doit correspondre au débit de pointe). Le diamètre à chercher est appelé diamètre économique. Les contraintes à respecter sont comme suit :

❖ La vitesse doit être de l'ordre de 1 m/s, la vitesse minimale est de l'ordre de 0,5 m/s pour éviter les dépôts, le maximum est de l'ordre de 1,5 m/s pour éviter les bruits et les coups de bélier)

❖ Les pertes de charges doivent être minimes

❖ La pression demandée au niveau de l'utilisation doit être assurée.

Remarque : Pour le choix du diamètre, Il est obligatoire de tenir compte de l'horizon de l'étude pour satisfaire les besoins à travers le débit transitant. Pou faire ce choix, il y a lieu de faire un certain nombre de simulations avec des diamètres donnés et choisir celui qui répond le mieux.

Exemple pour l'alimentation en eau potable d'un petit douar:

D (pouces)	Q (l/s)	V (m/s)	Re (Nombre de Reynolds)	λ	Longueur de la conduite (m)	ΔH (m)
1,5	1	0,88	29329	0,065	18	1,3
2	1	0,5	21997	0,058	18	0,28
2,5	1	0,32	17598	0,054	18	0,08
3	1	0,22	14665	0,051	18	0,03

Solution retenue : D= 2 pouces (diamètre minimisant les pertes de charges et permettant une vitesse acceptable).

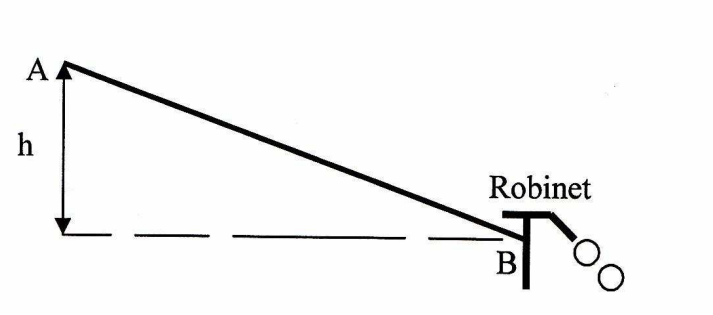
N.B / : La valeur de λ a été calculée sur ordinateur (Excel≡ outils≡ valeur cible)

Autres approches:

- **cas du pompage** :

On adopte directement V = 1m/s, $Q = VS = V\Pi d^2/4$ soit $\boxed{d\ (m) = 2\sqrt{(Q/\Pi)}}$

- **cas du gravitaire** :

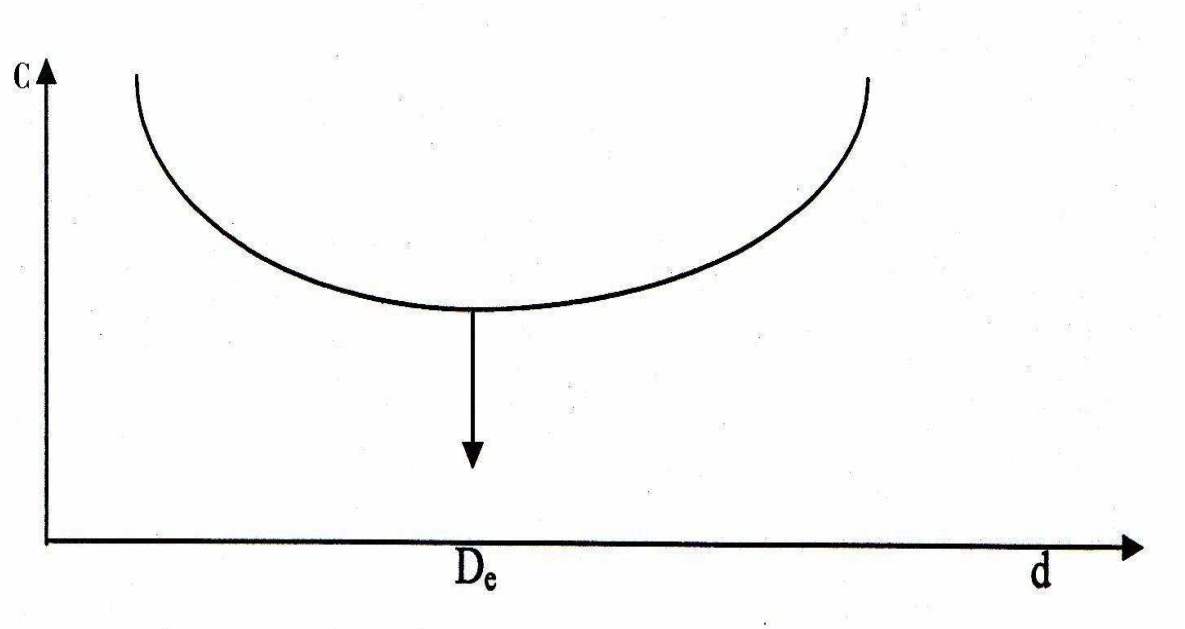


Pour que l'eau arrive du point A pour alimenter le robinet de la maison située au point B, il faut adopter un diamètre d tel que : $\Delta H_{AB} < h$

NB : le débit unitaire d'un robinet est en moyenne de 6 litres/minute = 0,1 l/s. le nombre de robinets pour satisfaire les besoins d'une agglomération = **besoins de pointe à satisfaire (l/s)/0,1.**

- **Analyse économique** :

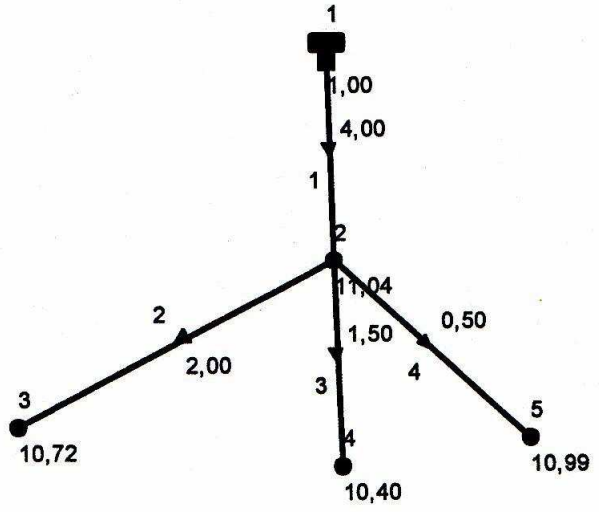
La méthode consiste à évaluer les différents coûts actualisés avec des taux de 8%, 10%,12% et tracer la courbe C= f (d) qui présente un minimum, c'est le diamètre économique.



Dans la pratique courante, on fait cette analyse avec 3 ou 4 diamètres proches, et on calcule le prix de revient du m^3 d'eau avec les diamètres étudiés. Le diamètre économique est celui minimisant le prix de revient.

Remarques : le plus souvent et pour des réseaux comportant plusieurs conduites, on a recours de Plus en plus aux logiciels informatiques. **Exemple** : **Piccolo, Epanet, Loop**

Exemple de simulation avec le logiciel Epanet :



Alimentation en eau potable à partir d'un réservoir

État des Noeuds du Réseau

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Qualité Initiale	Demande LPS	Charge m	Pression m	Qualité
Noeud 2	415	0	0	0,00	426,04	11,04	0,00
Noeud 3	412	2	0	2,00	422,72	10,72	0,00
Noeud 4	413	1,5	0	1,50	423,40	10,40	0,00
Noeud 5	410	0,5	0	0,50	420,99	10,99	0,00
Réservoir 1	430	Sans Valeur	0	-4,00	431,00	1,00	0,00

État des Arcs du Réseau

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
Tuyau 1	1200	95	0,1	4,00	0,56	4,13
Tuyau 2	900	75	0,1	2,00	0,45	3,69
Tuyau 3	600	65	0,1	1,50	0,45	4,41
Tuyau 4	400	35	0,1	0,50	0,52	12,65

Dans la littérature on peut trouver certaines formules empiriques pour le calcul du diamètre et dont les plus connues sont :

a- **Formule de Bresse :** $\boxed{D\ (m) = \sqrt{Q}}$ avec Q en m^3/s.

II-4- Nature des conduites :

Suivant les diamètres, les pressions supportées et les conditions d'installation, on est amené à réaliser les conduites en charge avec des matériaux de nature et de types différents.

a- Tuyaux en fonte :

Ils sont couramment utilisés pour la distribution comme pour l'assainissement. Ils supportent une pression de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassant pas 0,60 m de diamètre et 40 bars pour les diamètres supérieurs.

b- **Tuyaux en acier :**

La pression de service dans ces canalisations peut atteindre :

* 60 bars jusqu'à 150 mm de diamètre (Ø 150)
* 50 bars jusqu'à 275 mm de diamètre (Ø 275)
* 40 bars jusqu'à 400 mm de diamètre (Ø 400)

L'inconvénient de ces conduites est qu'elles sont sensibles à la corrosion, pour remédier à ce problème on a recours à l'acier galvanisé.

c- Tuyaux en béton :

A cause de son prix bon marché par rapport au métal, le béton est utilisé lorsqu'il est possible pour la confection de tuyaux.

Les faibles effets dus à la pression dans les tuyaux usuels en béton rendent relativement importantes les charges extérieures dues au remblai qui couvre ces tuyaux ainsi qu'éventuellement aux véhicules. Les tuyaux doivent bien entendu résister à l'écrasement du à ces charges. On définit pour estimer cette résistance, une charge de fissuration F et une charge de rupture R, toutes deux rapportées au mètre linéaire de canalisation. La charge de fissuration est celle qui développe dans la conduite une fissure de 0,2 mm de largeur et de 1,30 m de longueur.

d- Tuyaux en plastique :

L'usage des tuyaux en plastique se répand de plus en plus, sous forme soit de plastique dur pour l'assainissement, soit de plastique dur ou de plastique mi- souple pour la distribution d'eau. Ces tuyaux beaucoup moins rugueux ont donc l'avantage de diminuer les pertes de charge. Les joints sont facilement réalisés soit par collage, soit par soudure à l'air chaud (cas du PVC).

Actuellement et compte tenu des progrès technologiques, les conduites en plastique utilisés sont de plus en plus le polyéthylène haute densité (**PEHD**), son grand avantage réside dans le fait qu'il épouse facilement la topographie du terrain puisqu'il est livré en rouleau.

Rouleau de PEHD en usine

Pour les petits diamètres, on a de Ø20 jusqu'à Ø110 avec des pressions de services de 6 bars, 10 bars et 16 bars. Pour les grands diamètres, on arrive jusqu'à Ø250.

Remarque :

Il est fréquent de trouver plusieurs natures de conduites sur un même tracé et également avec des variations dans le diamètre.

Equipement des conduites :

En tenant compte de la topographie et du tracé de la conduite, il faut équiper les points hauts et les points bas, surtout lorsqu'il s'agit d'un linéaire de conduite très important.

Points hauts :

Le problème est souvent l'accumulation de l'air aux points hauts, on installe souvent **des ventouses à double effet** (dégazage et évacuation de l'air). Ce dispositif comporte généralement :

- une ventouse pour purgeage
- une vanne de garde pour le démontage et le remplacement de la ventouse.
- Un Té raccordé à la conduite par des joints.

Ces équipements sont placés dans un regard en béton armé doté d'un tampon de visite et une échelle pour accès.

Points bas :

Ce sont les points ou la pression d’eau est maximale, on installe souvent des vidanges composées de :

- un Té raccordé à la conduite par des joints
- une vanne de sectionnement
- un tronçon de conduite pour le raccordement au point de vidange

Le diamètre de la vidange doit être au minimum égal au ¼ du diamètre de la conduite. Tous ces équipements doivent être également placés dans un regard.

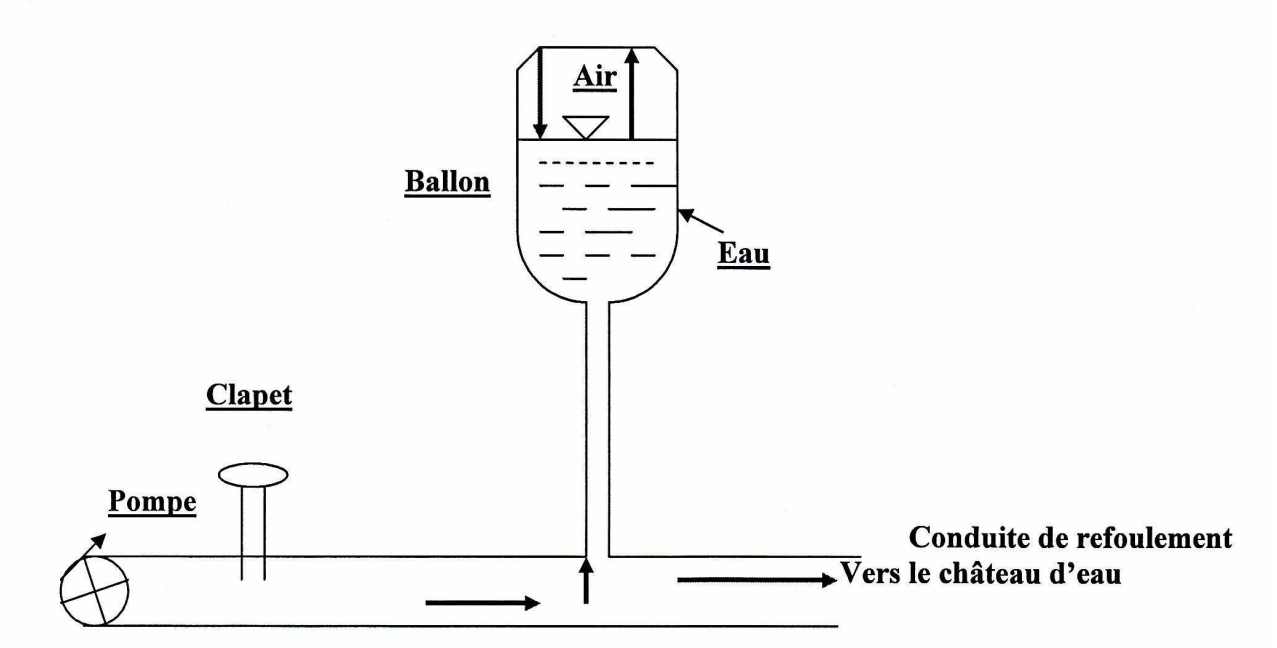
Soins à apporter aux terrassements et à la pose de canalisations :

- Disposer des plans topographiques d'exécution (Tracé en plan, pentes…).
- L'implantation sur terrain des conduites et ouvrages annexes.
- Réception du tracé.
- Réception des fournitures (conduites et accessoires).
- Réception des fonds de fouilles (à faire parfois par un topographe).
- La profondeur de la tranchée depuis le TN jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite doit être de 1m environ.
- Le fond et les parois de tranchée doivent être bien traités et corrigés à l'aide de terre fine bien damée afin d'éviter toute irrégularité.
- Les conduites doivent être nettoyées et désinfectées.
- Préparer et mettre sur chantier les tés, coudes, raccords….etc.
- Les conduites doivent être bien alignées en respectant les pentes prévues.
- Réception de la pose.
-Le remblai sera réalisé par le biais de terre bien damée sous forme de couches superposées jusqu'à atteindre 0,20m au dessus de la génératrice supérieure.
- Au niveau des joints et raccords, des massifs en béton seront confectionnés pour s'opposer à la poussée de l'eau.
- Implantation et réalisation des regards pour abriter les vannes et ouvrages annexes.
- Pour les traversées d'oued et de séguias, la conduite doit être protégée dans un fourreau en acier ou en fonte ou bien enrobée dans du béton tout en ayant un minimum de 15cm de béton de part et d'autre de la génératrice extérieure.
-Procéder à des essais d'étanchéité.

IV) Le phénomène du coup de Bélier :

On entend sous le terme «Coup de Bélier », un écoulement non permanent du liquide avec variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Le coup de Bélier dans une conduite apparaît au moment de variation brusque de la vitesse d'écoulement par suite d'une fermeture ou ouverture rapide de la vanne, soit d'un brusque arrêt de la pompe consécutif à la disparition de l'alimentation électrique. La disparition de l'alimentation électrique d'une station de pompage est la cause la plus répandue d'un coup de Bélier. Ce phénomène se manifeste par des bruits et peut conduire à des surpressions pouvant endommager la conduite et les équipements accessoires, soit à des dépressions pouvant occasionner une cavitation donnant naissance à des gaz.

Pour palier à ce phénomène, on installe des dispositifs anti-bélier (DAB) qu'on installe entre la pompe et le château d'eau. Il s'agit principalement de ballons d'air sous pression, la dilatation ou la compression de cet air permet d'amortir les coups de bélier jusqu'à des valeurs acceptables et supportables par le matériel. Ce système se pratique surtout pour des conduites en régime de refoulement.



Le dimensionnement d'un dispositif anti-bélier doit principalement déterminer la capacité du ballon ainsi que le diamètre de la vanne d'entrée.

Dispositif Anti belier avec reservoir de 1500 litres

Quatre paramètres sont fondamentaux pour dimensionner un dispositif anti-bélier :

- la longueur L de la conduite (en cas de faible longueur, le phénomène est minime).
- La vitesse V de l'eau
- La durée T de la perturbation
- La vitesse de l'onde de pression ou célérité (α), (généralement comprise entre 700 et 1300 m/s), on prend souvent une moyenne de 1000 m/s

La surpression maximale due au coup de bélier est donnée par la formule de **Joukowski** à savoir **h (m d'eau) = α V/g**

Si H est la pression existant dans la conduite avant le coup de Bélier, la pression réelle va varier dans l'intervalle **: H-h et H+h,** la pression nominale de la conduite doit pouvoir supporter ces variations.

α se calcule par la formule d'**Allievi** à savoir $\alpha = 1420/ (\sqrt{1+ (k/E \times d/e)}$ m/s avec

K= module de compression de l'eau
E = module d'élasticité du matériau constituant la conduite
d = diamètre de la conduite
e = épaisseur des parois
Les valeurs du rapport K/E sont comme suit :

Nature du matériau	K/E
acier	**100**
fonte	**37**
PVC	**33**

En pratique, il y a des logiciels qui ont été développés pour le dimensionnement du dispositif anti-bélier.

Le temps critique en matière de manœuvres est **T = 2L/α**

Formule de Michaud :

La variation de pression engendrée dans une conduite pendant un temps de manœuvres T (arrêt ou fermeture) est exprimée en hauteur d'eau selon la formule suivante :

$$\boxed{\Delta H = 2LV_0 / gT}$$

Exemple :

Sur une conduite de 1500 m véhiculant de l'eau à une vitesse de 0,6 m/s, et avec une célérité moyenne de 1000 m/s, le temps de manœuvre critique est T = 2x1500/1000 soit
T = 3 secondes.

En cas de fermeture rapide (T<3s), la surpression est de ΔH = 2x1500x0, 6/10x3, soit **ΔH = 60m : (6 bars).** Si dans la même conduite, on arrête la pompe de manière progressive pendant 5 secondes, on aura une dépression ΔH = 2x1500x0, 6/10x5, soit **ΔH = 36 m**.

Lorsqu'il s'agit de conduites gravitaires sur de longues distances, on installe souvent des soupapes de décharge.

V) Piquage sur les conduites :

Pour desservir en eau certains points proches d'une conduite régionale existante, il est plus pratique d'effectuer un piquage sur cette conduite si le bilan ressources-besoins le permet. Pour ce faire, il est obligatoire d'avoir les documents suivants :

- le tracé en plan de l'adduction régionale au 1/50 000
- le profil en long et la ligne piézomètrique prévue à l'horizon de saturation des installations et équipements existants.
- La cartographie au 1/50 000 des différents organes : stations de pompage, réservoirs, brises charges, ventouses, vidanges.
- L'implantation sur un fond au 1/50 000 des nouveaux points à alimenter.

A partir des données précédemment citées, on peut définir :
- le point de piquage adéquat
- la côte piézométrique et la pression disponibles
- le système de desserte à prévoir
- les ouvrages nécessaires pour la desserte.

VI) Les bouches d'incendie :

Il s'agit d'un réseau souterrain de conduites accessibles par un regard et qui sont généralement placées en bordure de la chaussée. L'eau est sous pression **(de l'ordre de 1 bar)** et permet d'alimenter la tuyauterie des sapeurs pompiers. Ces bouches d'incendie sont souvent munies de colonne mobile. Le débit à prélever sur les canalisations est de l'ordre de 60 m^3 /h (17 l/s).

Une bouche d'incendie

Exemple d'avis d'appel d'offre

RABAT

N° Ordre : 446510

Type : APPEL D'OFFRES NATIONAL PUBLIC

Date limite : 03/07/2007

Date d'ouverture de pli : 05/07/2007 à 10:00

Objet : - Réhabilitation des conduites d'adduction au niveau des centres de Benguérir et El kelaa des Sraghna province d'El kelaa des Sraghna
- lot : conduites
NB. Secteur : 3 - classe : 5 - qualification : 3-1
NB. Délai d'exécution : 6 mois

Caution provisoire (CP) : 15000 DH

Prix dossier (PD) : 250 DH

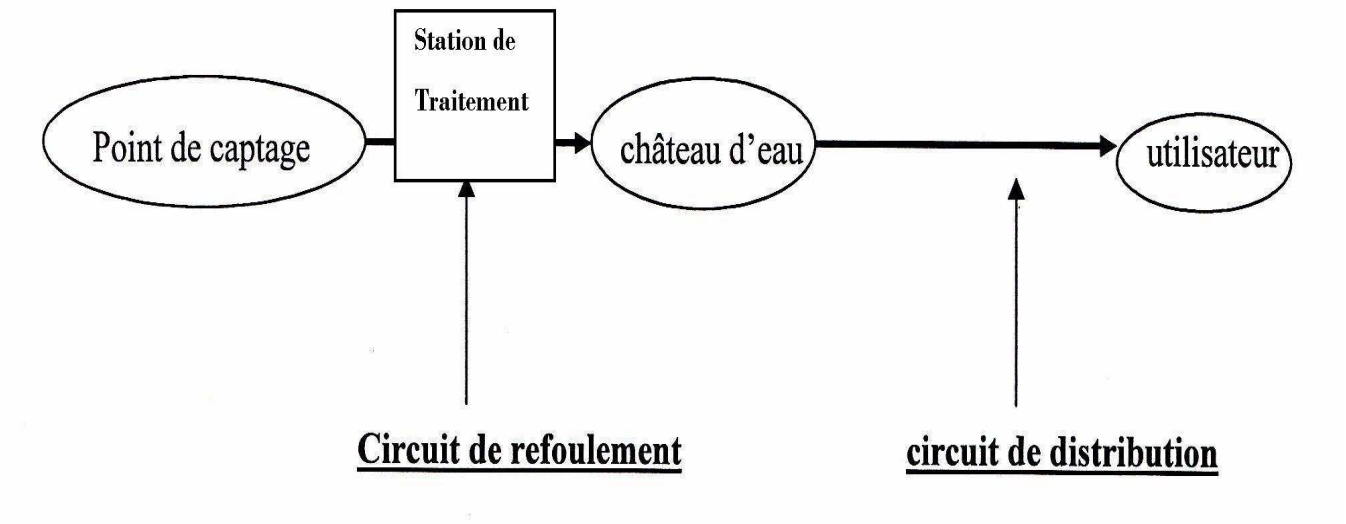
Journaux : MATIN du 04/06/2007,

Contact(s) : Bureau des Achats de la Direction Régionale du Tensift - ONEP, Boulevard Mohamed V - Angle Rue Badr Guéliz - Marrakech - Tél.: 024 43 93 46/024 43 07 31 - fax : 024 43 91 09- Bureau des Marchés de la Direction des Approvisionnements et Marchés de l'ONEP, 6 bis Rue Patrice Lumumba - Tél. : 037 72 12 81 - Fax : 037 20 30 98
RABAT

Les châteaux d'eau

I) Introduction :

Au cours d'une même journée, le débit de la conduite d'adduction est constant alors que celui de la distribution est essentiellement variable dans le temps. Les châteaux d'eau jouent un rôle régulateur entre les deux régimes.



Les rôles à jouer par un château d'eau sont comme suit :

- régulariser le fonctionnement des pompes
- assurer le débit nécessaire pendant les heures de pointe
- assurer la mise en pression du réseau de desserte.
- Combattre efficacement les incendies (alimentation des bouches d'incendie, réserve de 120 m^3 pour les grandes villes, 60 m^3 pour les petits centres et villes moyennes).
- Assurer l'alimentation en cas d'incidents sur les ouvrages de production (pannes de pompe par exemple)

Une agglomération urbaine peut avoir plus d'un château d'eau en fonction de la topologie du réseau de distribution. Lorsqu'il s'agit de capacités relativement faibles (10 m^3 à 15 m^3), on parle également de bâches.

Le dimensionnement d'un château d'eau consiste à cerner les paramètres suivants : emplacement, forme et capacité.

II) Dimensionnement d'un château d'eau

II.1) Emplacement :

Le réservoir sera dans la mesure du possible proche du point de captage pour éviter des linéaires de conduites très importants. Il est toujours préférable à ce que le réservoir soit plus élevé par rapport à la côte maximale des localités à desservir pour pouvoir les alimenter par simple gravité.

Compte tenu de la topographie, les réservoirs peuvent être soit enterrés, semi-enterrés, ou surélevés. Les réservoirs surélevés sont le seul mode de construction possible en plaine.

Château d’eau semi-entérré

Château d’eau surélevé

II.2) capacité :

La capacité théorique d'un réservoir dépend des variations en matière de consommation d'eau durant la journée. En réalité, ce paramètre est très difficile à cerner compte tenu des saisons ainsi que des habitudes dans le mode de vie.

En pratique, la capacité d'un réservoir est calculée pour une durée d'**autonomie** de 24 heures pour les grandes villes, soit une journée de consommation et pour les besoins de pointe. Il faut ajouter à cette capacité la réserve incendie. Pour les petites villes, on peut adopter une autonomie de 10 à 12 heures.

Remarque :

Dans une station de pompage et afin d'éviter des démarrages répétitifs du moteur, on a parfois des débits équipés supérieurs aux besoins (si la ressource en eau le permet) avec des capacités de réservoirs également grandes. Ceci permet un planning de pompage optimal ainsi qu'une bonne gestion des ouvrages et équipements de la station de pompage. Pour les petites et moyennes installations, et dans bien de cas, le planning de pompage est de 8 à 10 heures/24 h. Pour les grandes villes, on peut atteindre 24 h/24 h.

Les capacités les plus courantes sont 10, 20, 25,30, 40,50 m^3 (milieu rural) puis 75, 100, 150,200, 300 m^3 (ville moyenne) et enfin 300, 500, 750,1000 m^3 …… pour les grandes villes. A titre d'exemple, la capacité de stockage pour la ville de Marrakech en 2002 était de **92500 m^3** dont un réservoir de **55000 m^3** (route de l'ourika). Pour la ville de Casablanca en 2001, il y avait 36 réservoirs et châteaux d'eau totalisant une capacité de stockage de **608769 m^3.**

Reservoirs d'eau potable du grand Casablanca : (619 000 m^3 au total)

Désignation	Capacité (en m^3)	Côte desservie	Linéaire (ml) du réseau primaire
Réservoir Ouled-Ziane	24.000	55	5200
Réservoir Ain-Tekki (Mohammedia)	35.000	58	11850
Réservoir Mediouna 85	170.000	85	50604
Réservoir Bouskoura 85	80.000		
Réservoir Mediouna 140	80.000	140	56790
Réservoir Bouskoura 140	60.000		
Réservoir Tit Mellil 140	25.000		
Réservoir Tit Mellil 96	35.000	96	23924
Réservoir Km 8	52.000		
Réservoir Ouled-Haddou	40.000	160	11160
Réservoir Merchich	16.000	242	29950
Réservoir Benyakhlef (Mohammedia)	2.000	92	2970

Exemple pratique :

Une ville compte 500 000 habitants. En adoptant une consommation de 80 l/j/habitant et un coefficient de pointe journalière de 1,5, quelle doit être la capacité de stockage ?

Réponse :

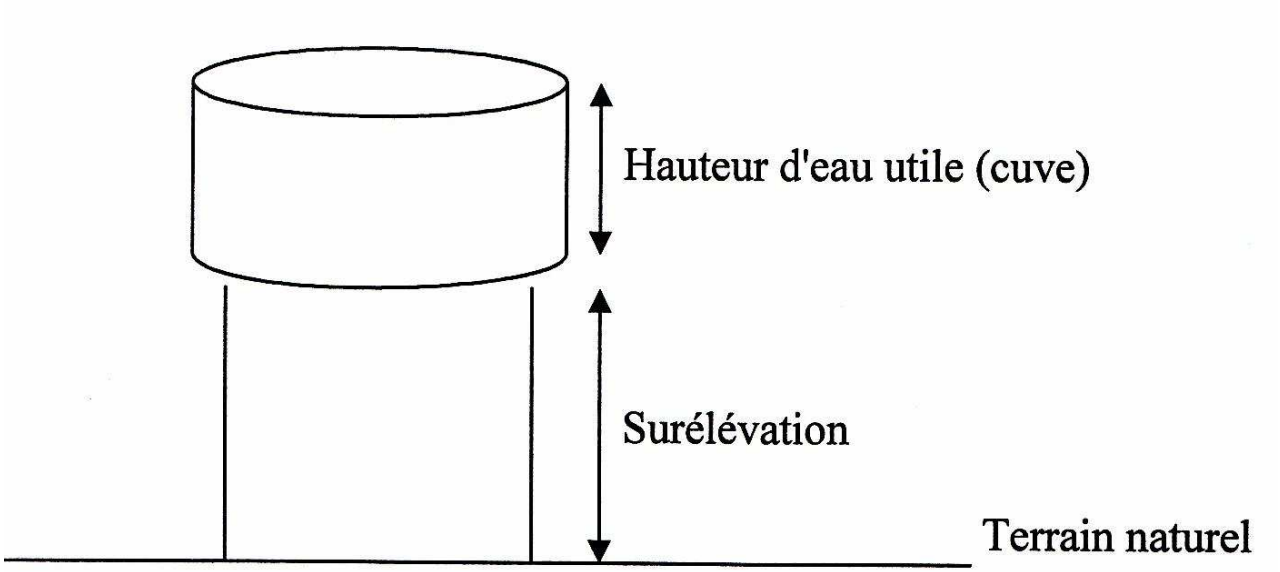
Avec une population P = 500 000 habitants, les besoins moyens seront Q = 500 000x 80 soit Q = 463 l/s.Avec un coefficient de pointe de 1,5, les besoins de pointe seront, Q = 463 x 1,5 soit Q = 695 l/s. Avec ce débit la consommation d'une journée sera V = 695 x 3600 x 24 soit **V = 60000 m^3**

En intègrant la réserve incendie (120 m^3), la capacité totale sera **60120 m^3**

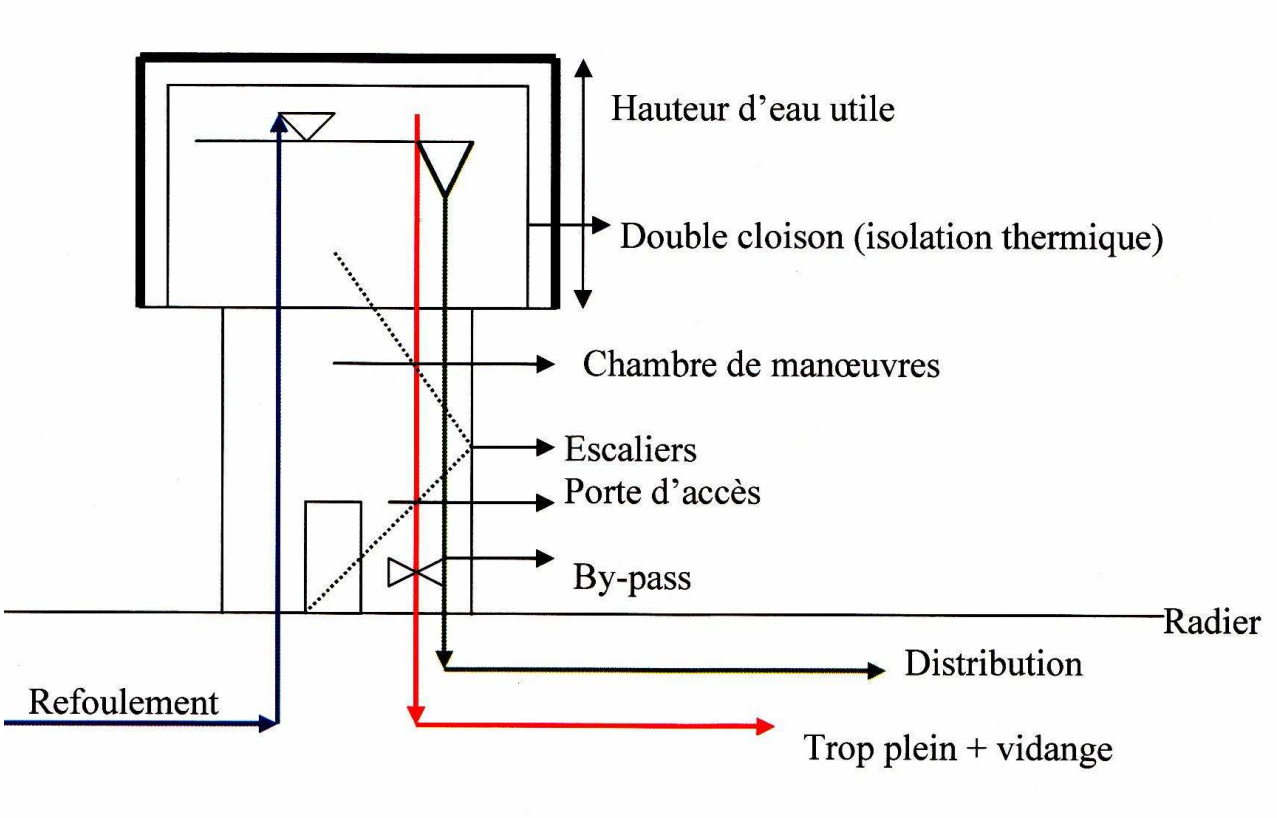
II.3) forme et proportions :

La lame d'eau dans un réservoir ou hauteur d'eau utile est le plus souvent entre 3 et 6 m. l'optimum pour les agglomérations d'importance petite ou moyenne se situe le plus souvent vers 4 à 5m. Pour les réservoirs de grande importance (grandes villes), la hauteur d'eau peut atteindre 7 à 10m. La section en plan des réservoirs est le plus souvent circulaire, notamment pour des raisons de coût.

Château d'eau surélevé :



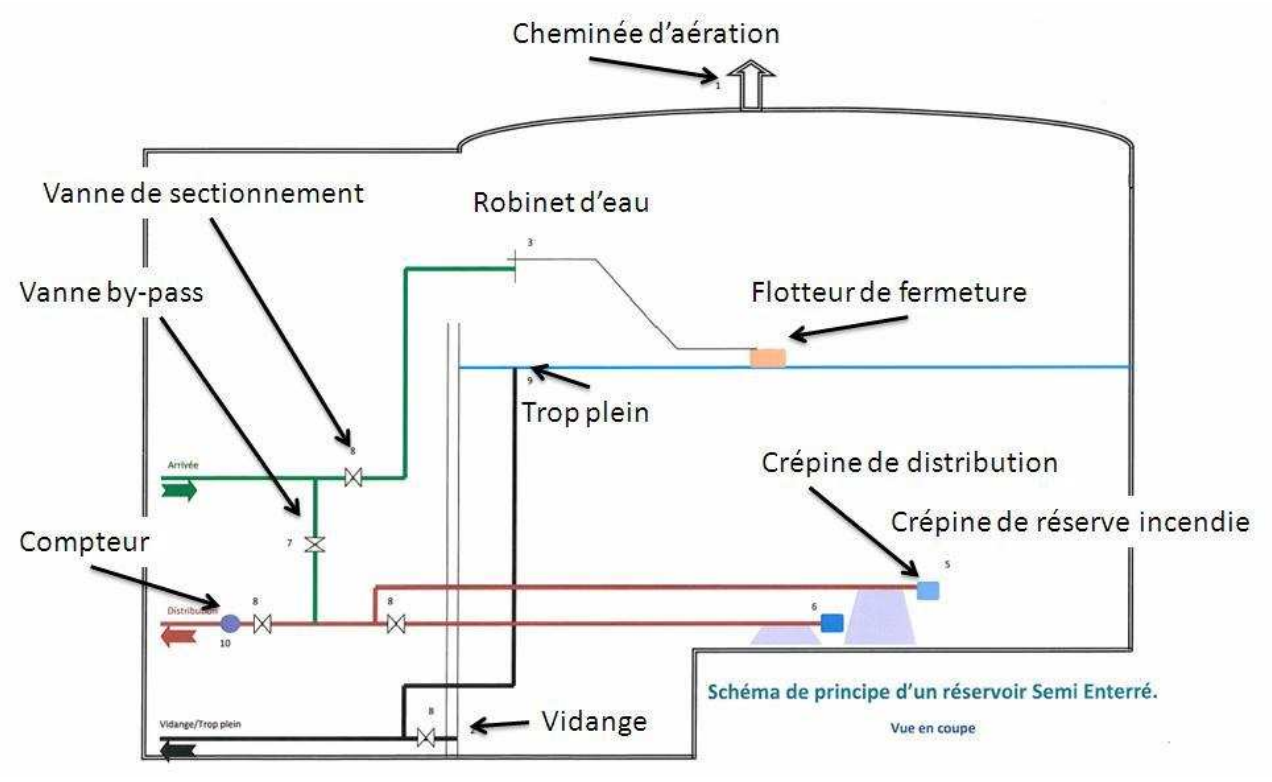
III) Organes et accessoires d'un château d'eau :



Terminologie :

- **Trop plein** : conduite permettant d'évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir (souvent en acier galvanisé).
- **Vidange** : conduite partant du point bas du réservoir et se raccordant sur la canalisation de trop plein (souvent en acier galvanisé), cette conduite est indispensable pour les réparations éventuelles et nettoyages périodiques.
- **Conduite de refoulement** : c'est la conduite qui doit permettre l'alimentation du réservoir. A son débouché dans le réservoir, elle doit s'obturer lorsque l'eau atteint un niveau maximal dans le château d'eau. (télésurveillance, automatisme, système de flotteur). (souvent en acier galvanisé)
- **Conduite de distribution** : c'est la conduite permettant d'alimenter les utilisateurs. le départ de cette conduite doit être à 0,15m environ au dessus du radier du château afin d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables ayant décanté. (souvent en acier galvanisé)
- **By-pass** : en cas de travaux sur le réservoir, il y a lieu de prévoir une communication entre la conduite de refoulement et celle de distribution. le système by-pass permet de faire cette liaison.
- **Chambre de manœuvres** : elle se trouve au pied de la tour, les différentes vannes s'y trouvent. L'accès à la cuve s'effectue par une échelle ou un escalier.
- **Double cloison** : il est intéressant, voire impératif de prévoir une double cloison au niveau de la cuve afin d'assurer une isolation thermique. En effet, en période de forte chaleur, il peut y avoir un développement de bactéries.
- **Accessoirement des compteurs** à l'arrivée et au départ du château d'eau pour le suivi des données et établissement de ratios d'exploitation.
- **Un tampon de visite** (ou capot regard) pour des visites périodiques de l'ouvrage

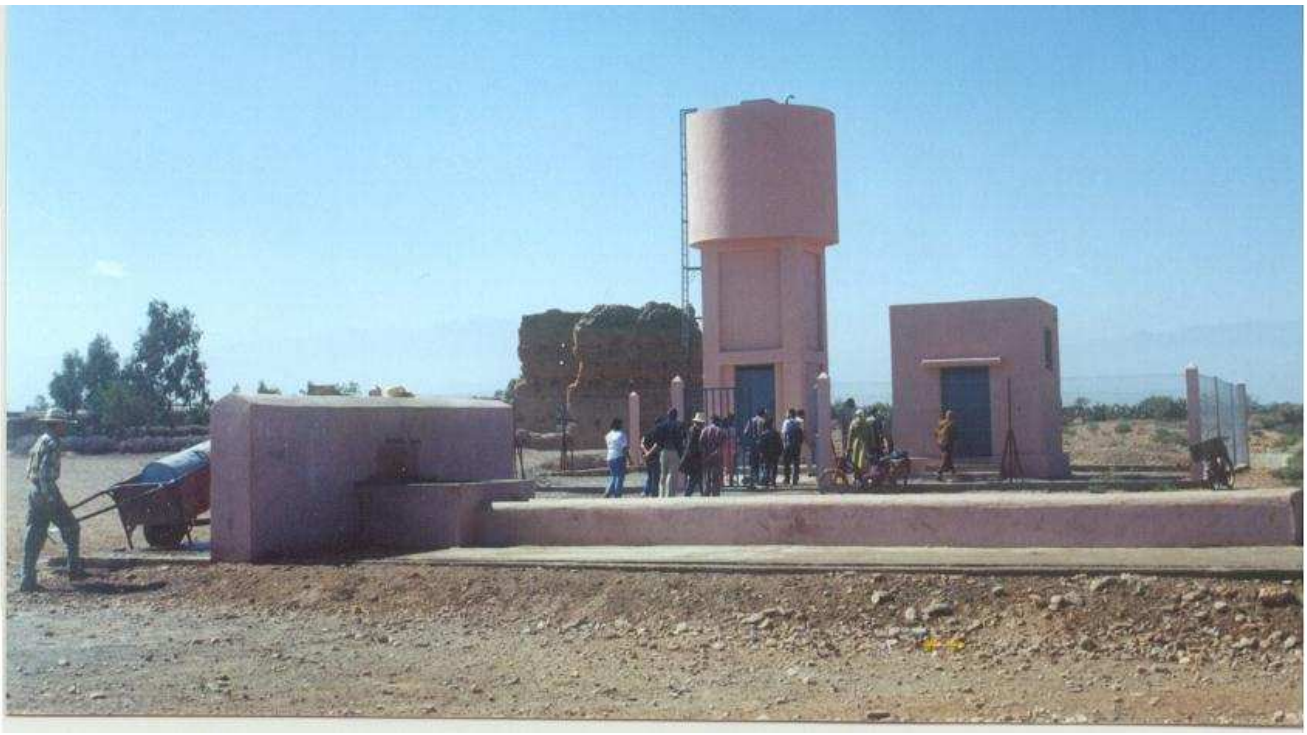
Reservoir semi enterré



Remarque :

Une fois la conception géométrique et architecturale du château d'eau arrêtée, il faut procéder à l'étude de béton armée (le maître d'ouvrage confie souvent cette étude à un bureau d'étude).

Un château d'eau surélevè de 25 m^3 en milieu rural



IV) **les matériaux de construction** :

La construction des châteaux d'eau nécessite principalement :

- l'hérissonage constitué de moellons calcaires de 20 cm d'épaisseur
- le béton de propreté B5 dosé à 150 Kg/m^3
- le béton armé B2 dosé à 350 Kg/m^3 pour l'ossature principale du réservoir (radier, parois verticales) avec un hydrofuge de masse type SIKA pour assurer l'étanchéité
- le béton armé B2 dosé à 350 Kg/m^3 pour la dalle supérieure, la coupole….
- Les enduits constitués de mortier de ciment

Les bétons utilisés sont définis par leurs classes de résistance en fonction de la résistance à la compression mesurée à 28 jours sur cylindre comme le montre le tableau suivant :

Classe du béton	**Classe du ciment**	**Résistance à 28 jours en bars**	
		Compression sur cylindre (28)	**Traction par flexion sur éprouvettes prismatiques**
B1, béton de résistance mécanique élevée	**CPA ou CPJ 45 ou 55**	**300**	**24**
B2, béton de résistance mécanique assez élevée	**CPA ou CPJ 45 ou 55**	**270**	**22**
B3, béton de résistance mécanique moyenne	**CPA ou CPJ 45 ou 55**	**230**	**-**
B4, béton de résistance mécanique peu élevée	**CPA ou CPJ 35**	**180**	**-**
B5, béton de résistance mécanique faible	**CPA ou CPJ 35**	**130**	**-**

Un château d'eau bien conçu et bien réalisé, doit satisfaire les critères suivants :

- **résistance mécanique** aux différents efforts et pressions auxquels il est soumis et notamment la charge de l'eau lorsque la cuve est pleine.
- **Etanchéité**, c'est-à-dire qu'il ne doit y avoir aucune fuite dans l'ossature de l'ouvrage
- Durabilité en ce sens que le béton doit conserver ses propriétés mécaniques en contact avec l'eau.

V) **Entretien des réservoirs :**

La cuve doit faire l'objet d'un soin particulier et notamment en matière de :

- Désinfection à l'aide de produits chlorés pour l'élimination des bactéries .
- Vidange et traitement des dépôts sur les parois.
- Auscultation générale en matière de fuites et suintements.
- Diagnostic des équipements vétustes (vannes, robinets, conduites).

Lorsque l'ouvrage est bien réalisé et régulièrement entretenu, sa durée de vie est de 30 à 40 ans.

Exemple de CPS (réservoir surélevé de 25 m^3 +1 abri + 1 borne fontaine + conduites)

REALISATION DES TRAVAUX DE GENIE- CIVIL POUR L'EQUIPEMENT DE (05) CINQ FORAGES D'EXPLOITATION POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE (05) CINQ AGGLOMERATIONS RURALES DANS LA PROVINCE DE CHICHAOUA - WILAYA DE MARRAKECH -

DETAIL ESTIMATIF

N° des prix 1	Désignation des prestations 2	Unité de mesure ou de compte 3	Quant. 4	Prix unitaire en DHS (hors TVA) en chiffres 5	Prix total 6=4x5
1	- Installation de chantier et repli du matériel et remise en état des lieux l'Unité / :	U	05		
2	- Fouilles en terrain de toutes natures Le mètre cube / :	M3	900		
3	- Remblais damé Le mètre cube / :	M3	500		
4	- Béton cyclopéen dosé à 200 Kg de ciment Le mètre cube / :	M3	100		
5	- Béton armé dosé à 400 Kg de ciment y compris ferraillage Le mètre cube / :	M3	200		
6	- Béton légèrement armé y compris ferraillage dosé à 350 KG/m3 Le mètre cube / :	M3	80		
7	- Forme en béton de 10 cm d'épaisseur Le mètre carré / :	M2	400		
8	- Hérissonage en moellons de 20 cm d'épaisseur Le mètre carré / :	M2	420		
9	- Maçonnerie en agglomérés de 0.20 x0.40 x 0.20 m. Le mètre carré / :	M2	500		
10	- Marches d'escalier en béton L'Unité/ :	U	10		

11	- Etanchéité au Flintkote ou produit similaire Le mètre carré / :	M2	120		
12	- Regards de 0.50x0.50x0.70m L'Unité / :	U	05		
13	- Regards de compteur de 1.20x0.80x1.00m l'Unité / :	U	05		
14	- Enduit étanche au Sikalatex ou produit similaire Le mètre carré/ :	m2	300		
15	- Enduit ordinaire Le mètre carré/ :	m2	1750		
16	- Peinture vinylique en 2 couches Le mètre carré / :	m2	1600		
17	- Peinture à l'huile en 2 couches Le mètre carré/ :	m2	150		
18	-Porte en tôle de 4 mm de1.20 x 2.20m (2 volets) L'unité / :	U	10		
19	- Trappe en tôle de 4 mm L'unité/ :	U	05		
20	- Echelle en fer Le mètre linéaire / :	Ml	60		
21	- Cadre grillagé de 1.20 x 0.80 l'Unité / :	U	15		
22	- Portail métallique de 2.25 x 3.00 m (2 volets). L'Unité / :	U	05		
23	- Passerelle métallique l'Unité / :	U	05		
24	- Tuyau Polyéthylène ∅ 63 mm (PEHD) PN 16 Le mètre linéaire / :	Ml	2000		
25	- Tuyau galvanisé ∅ 65 mm Le mètre linéaire / :	Ml	210		
26	- Robinet vanne ∅ 65 mm L'Unité / :	U	15		

27	- Tube galvanisé ∅ 3/4 le Mètre linéaire /:	Ml	45		
28	- Robinet vanne ∅ 3/4 l’Unité / :	U	05		
29	- Robinet de puisage chromé ∅ ¾ " l'Unité/:	U	20		;
30	- Buses en ciment comprimé ∅20 cm Le mètre linéaire/ :	ml	25		
31	- Grillage en fil de fer galvanisé n°17 hauteur de 2 m. Le mètre linéaire / :	ml	185		
32	- Tube galvanisé en col de cygne ∅ 3 " L’Unité / :	U	05		
33	- Maçonnerie en agglomérés de 0.15 x 0.20 x 0.40 m pour isolation thermique de la cuve. Le Mètre Carré / :	m2	240		
34	- Echelle interne d’accès à la cuve en tube de fer galvanisé ∅ ¾ pouces. Le Mètre linéaire / :	ml	20		
35	- Double cadre avec barreaux ∅ 18 mm l'Unité /:	U	05		

Total hors T.V.A=
T.V.A (20%) =
Total T.T.C =

Généralités sur les réseaux de distribution

I) Introduction :

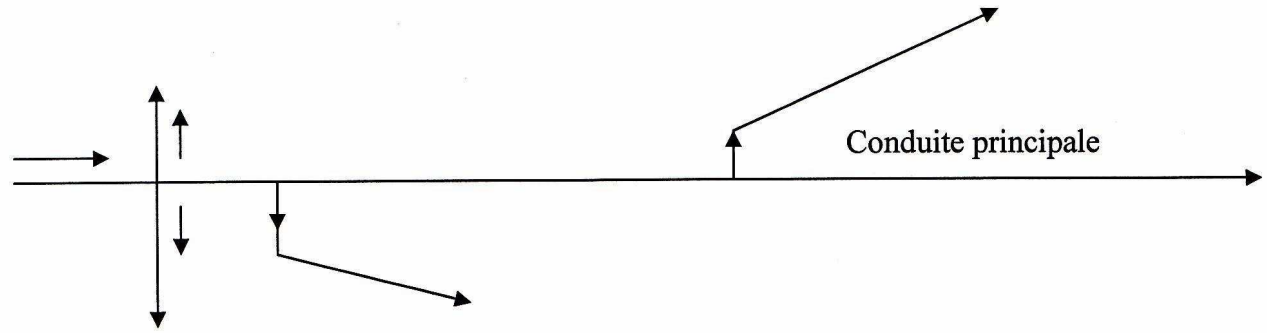
Un réseau de distribution est un ensemble de canalisations et d'équipements destinés à desservir les utilisateurs ou abonnés à partir d'un réservoir de stockage. La typologie du réseau dépend de l'étendue de l'agglomération à alimenter ainsi que de la topographie du site. Dans un réseau de distribution, on distingue trois sortes de conduites :

- conduites principales ou réseau primaire (juste à la sortie du réservoir)
- conduites de transit ou réseau secondaires (desservant les quartiers et grandes agglomérations).
- Conduites d'alimentation ou réseau tertiaire (desservants les maisons, administrations).

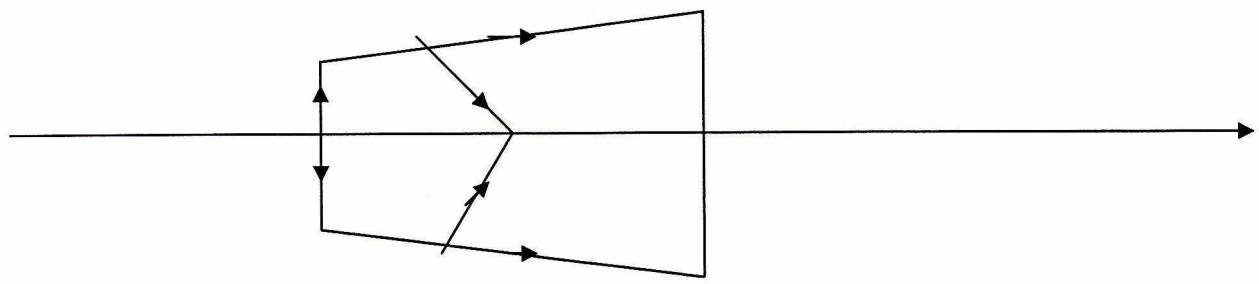
II) les différents types de réseau :

On distingue quatre types de réseau :

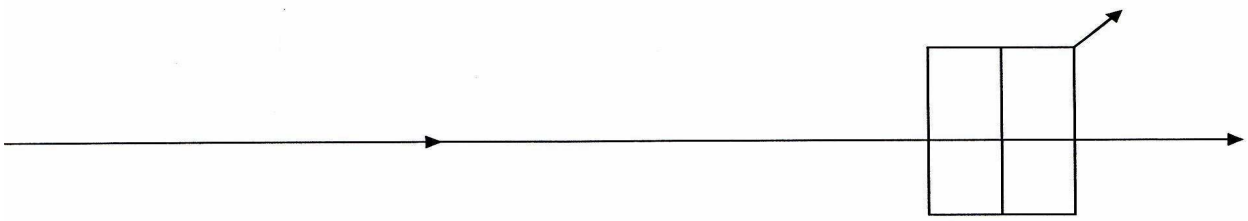
1) Réseau ramifié : (structure d'arbre).



2) Réseau maillé : (qui présente des mailles.



3) Réseau mixte :



4) Réseau étagé : (pour les zones à topographie accidentée)

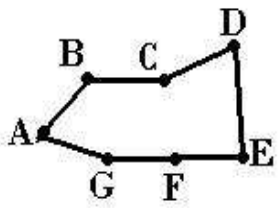
- réseau haut.
- réseau bas.

III) Caractéristiques d'un réseau de distribution :

Un réseau de distribution est constituè d'un ensemble de conduites formant des nœuds et des mailles.

Définitions :

- Un nœud est l'intersection d'au moins deux branches.
- Une maille est un circuit fermé et qui est formé par l'adjonction d'au moins trois branches.



* Les canalisations doivent être calculées de manière à assurer le débit maximal demandé en période de pointe horaire. Les conduites doivent être enterrées au minimum de 80 cm par rapport à la génératrice supérieure et doivent se situer obligatoirement plus haut que les conduites d'assainissement afin d'éviter toute contamination.

* La vitesse de l'eau doit être de l'ordre de 0,6 à 1,2 m/s :

- une vitesse inférieure à 0,6 m/s favorise les dépôts.
- Une vitesse supérieure à 1,2 m/s favorise les bruits.

- Pour l'ensemble des nœuds, les pressions doivent satisfaire la valeur minimale et maximale requises. La pression maximale dans un réseau de distribution doit être de 60 m (6 bars), sinon on installe des reducteurs de pression. La pression minimale au point de puisage le plus élevé doit être de 10 m (1 bars).

Pression au nœud = côte pièzomètrique- côte du terrain naturel.

Un réseau de distribution doit assurer dans les conditions les plus défavorables (pointe horaire), une pression au sol correspondant à

$P_s = P_r + H + \Delta H$, avec :

P_r = pression résiduelle.
H= hauteur de l'habitat desservi.
ΔH = perte de charge dans chaque habitat.
Exemple : habitat à 2 niveaux (R+1).

P_r = 10m, H = 3m, ΔH= 0,5m ; P_s = 10 + 2x3 + 2x 0,5 = 17m, soit alors :

RDC: 13,5m
R+1: 17m
R+2: 20,5m
R+3: 24m
R+4: 27,5m
R+5: 31m

- le réseau de distribution doit comporter en milieu urbain des prises pour incendie sur des canalisations pouvant véhiculer (60 m^3/h : 17 l/s).

- le réseau doit être bien géré et contrôlé en matière de fuites, c'est ce qui conditionne l'efficience du réseau. Exemple, en 2001 et sur le réseau de Lydec (Casablanca), 28220 fuites ont été réparées ce qui a permis une économie sur la ressource de 22 Mm^3.

Quelques indicateurs pour la RADEEMA (Année 2002)

Investissements (Milliers de dirhams)	**53440**
Chiffre d'affaires (Milliers de dirhams)	**169297**
Achats annuels (Milliers de m3)	**45129**
Vente annuelles (Milliers de m3)	**30640**
Nombre d'abonnés	**133594**
Pointe de consommation (m^3 /j)	**181230**
Linéaire de conduites (Km)	**1437**
Capacité de stockage (m^3)	**92500**
Rendement du réseau (%)	**68**
Consommation	**Variable selon les quartiers : moyenne de 100 à 120 l/j/habitant**

IV) Les paramètres hydrauliques d'un réseau de distribution :

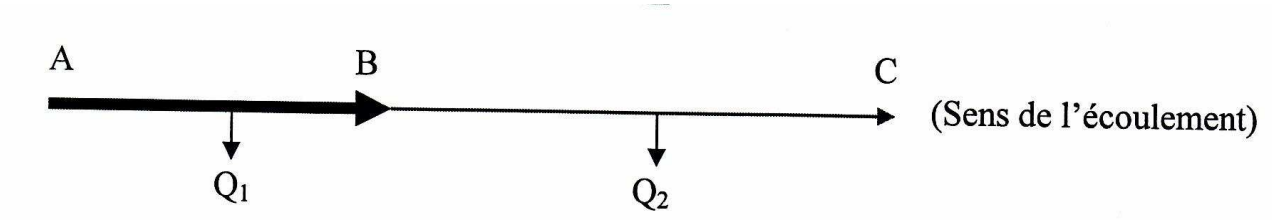
Au niveau d'un réseau, il est indispensable d'assurer au niveau de chaque point de puisage le débit de pointe horaire tout en ayant la pression requise. Pour cela, le réseau doit être bien conçu et avec des diamètres adéquats

1) le débit de pointe horaire :

C'est le débit de l'heure la plus chargée. En milieu urbain, on admet une consommation uniforme répartie sur 12 heures de la journée (Cp =2). En milieu rural, on admet une consommation uniforme sur 8 heures de la journée (Cp =3).

Qp = Cp x Qm Qm est le débit moyen (l/s)

Cas d'une alimentation en cours de route :



Le débit exigé dans le tronçon AB est Q_1, dans le tronçon BC, Q_2

En matière de dimensionnement, on admet que le tronçon BC va être calculé pour Q_1 et le tronçon AB au débit : q = $\mathbf{Q_2 + 0{,}55Q_1}$

Remarque :

- les diamètres de tronçons seront différents bien entendu.

2) Pression nécessaire :

1er cas) Desserte à partir d'une conduite ou réservoir existant :

Tous les branchements ou points de puisage doivent satisfaire l'inégalité :

Charge disponible (niveau piézométrique) > Z_0 + h +2 +J (exprimé en m)

$\mathbf{Z_0}$ = côte du point à desservir

h +2m = hauteur du robinet le plus défavorisé (en milieu rural et lorsqu'il s'agit d'une borne fontaine, une pression minimale de 5 m est obligatoire)

2e cas) réservoir à construire :

Il faut que le dernier point du réseau (orifice ou point de puisage) impose au réservoir le niveau piézométrique le plus élevé, deux paramètres sont déterminants : l'altitude et l'éloignement.

3) Détermination des diamètres :

Le calcul d'un réseau maillé est similaire à celui d'un réseau électrique. Il existe deux sortes de relations appliquées respectivement aux nœuds et aux mailles du réseau. Ce sont les relations connues sous le nom de lois de Kirchoff. La méthode de Hardy-Cross qu'on trouve dans la littérature est basée sur ces deux lois.

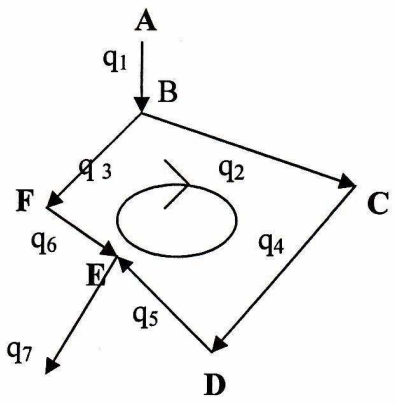
3.1) la loi des nœuds :

Cette loi exprime la conservation des débits au niveau de chaque nœud (principe de continuité).

3.2) la loi des mailles :

En choisissant un sens positif arbitraire, la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

Exemple :



Dans la maille BCDF, on peut écrire :

$q_1 = q_2 + q_3$ **(1)**
$j_2 + j_4 + j_5 - j_6 - j_3 = 0$ **(2)**

Les lois de Kirchoff sont assez complexes pour être résolues manuellement, surtout si le réseau comporte plusieurs conduites. En pratique, on utilise des logiciels (Loop, Piccollo, Epanet…).

Pour donner un exemple de reseau de distribution, jusqu'au mois de décembre 2008, le réseau de Marrakech totalisait un linéaire de 1850 Kms avec des natures différentes et des diamètres variant entre 50 et 1200 mm.

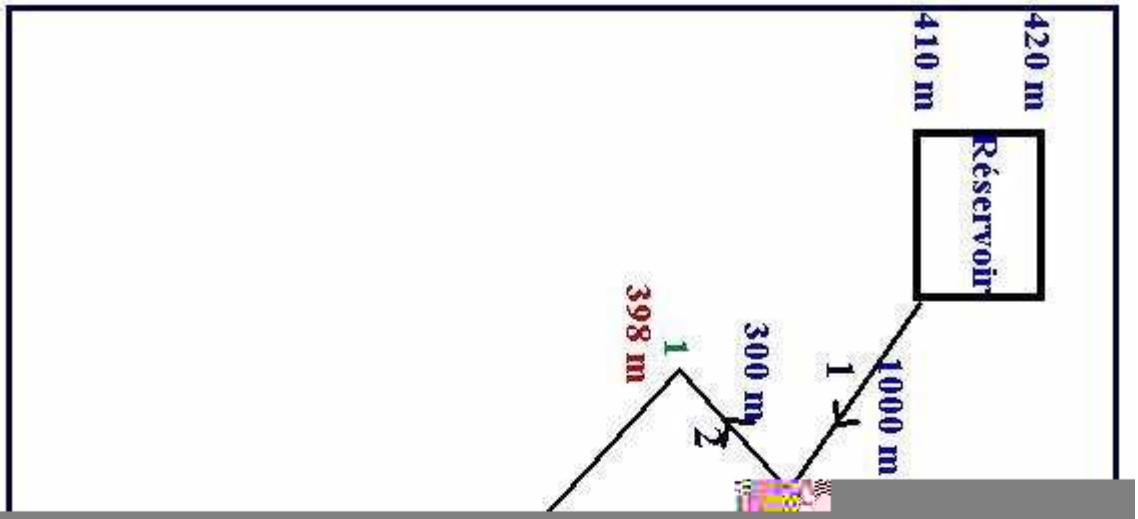
Exemple de modélisation de réseau par le logiciel Loop

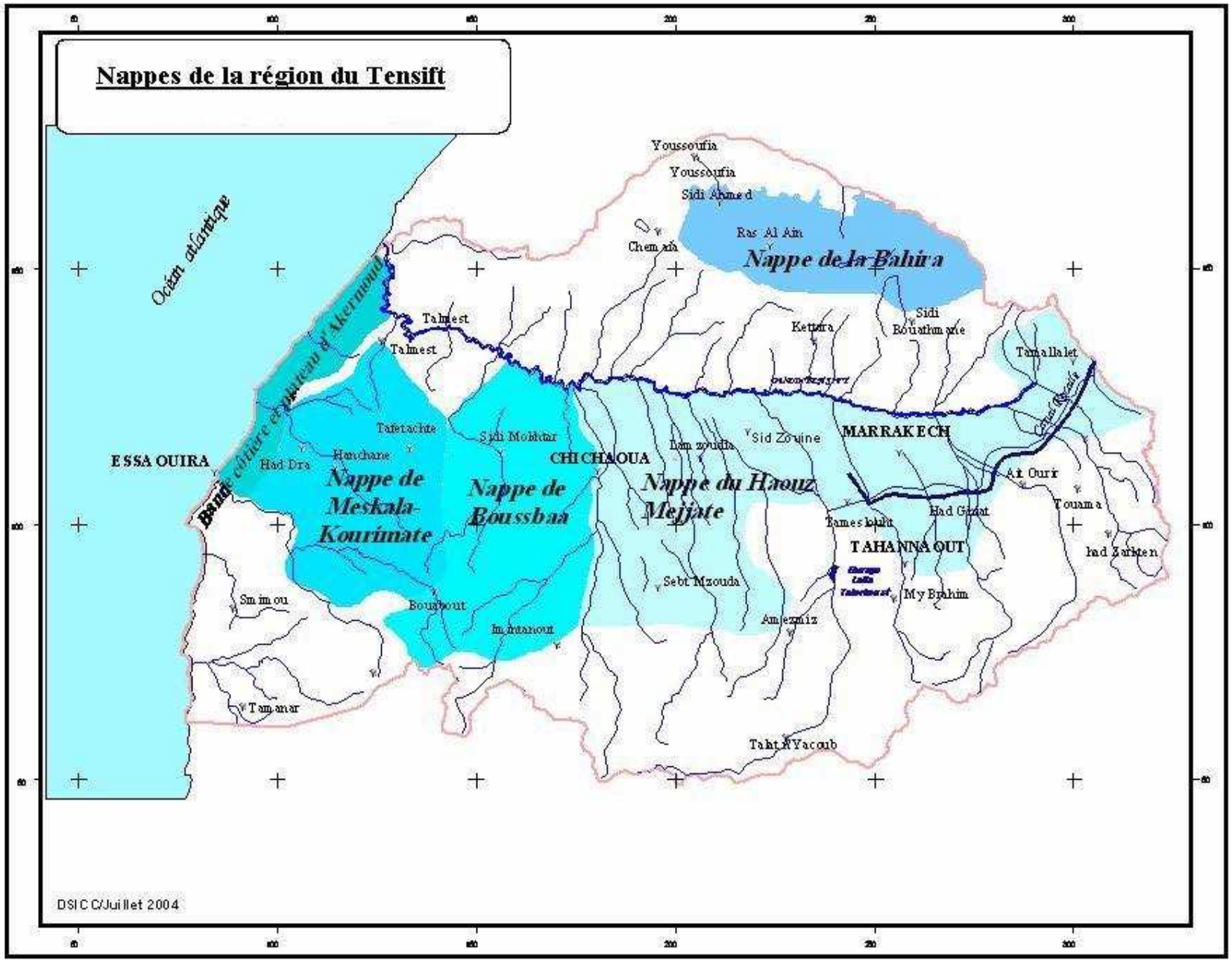
- Title : AEP
- NO of pipes : 8
- NO of nodes : 7
- Peak factor : 1,5
- Max Headloss/Km : 10
- Max Unbal (LPS) : 0

Simulation N°1

Pipe N°	From node	To node	Length (m)	Dia (mm)	HWC	FLOW (lps)	Velocity (mps)	Headloss (m/km)	Headloss (m)
1	7	6	1000	120	130	22,5	1,99	**35,67 HI**	35 ?6
2	6	1	300	20	130	0,71	2,27	**370,4HI**	111 ?1
3	6	2	400	20	130	3	9,55	**999,99HI**	999 ?9
4	3	1	200	40	130	2,29	1,82	**109,37HI**	21 ?8
5	6	4	200	70	130	18,79	4,88	**352,6HI**	70 ?5
6	3	5	200	80	130	0,35	**0,07 LO**	**0,12**	0 ?0
7	4	3	150	60	130	7,14	2 ,53	**124,79HI**	18 ?7
8	4	5	150	60	130	7,15	2,53	**124,95HI**	18 ?7

Hazen Williams Coefficient


420 m
410 m
Réservoir
1000 m
1
300 m
2
1
398 m


Nappes de la région du Tensift
Océan atlantique
Bande côtière en amont d'Akermoud
Youssoufia
Youssoufia
Sidi Ahmed
Chemaia
Ras Al Ain
Nappe de la Bahira
Kettara
Sidi Rouathmane
Tamallalet
Talmest
Talmest
Tafetachte
Sidi Mokhtar
Hanchane
Had Dra
ESSA OUIRA
Nappe de Meskala-Kourimate
Nappe de Boussbaa
CHICHAOUA
Lamzouda
Sid Zouine
Nappe du Haouz Mejjate
MARRAKECH
Ait Ourir
Had Ghiat
Touama
Tamesloht
TAHANNAOUT
Had Zarkten
Sebt Mzouda
My Brahim
Smimou
Bouribout
Imintanout
Amezmiz
Tamanar
Tahtaïyacoub
DSICC/Juillet 2004

Problème 1

A l'aval du barrage El Ghrass existe une plaine d'une côte topographique constante de 200 m. On doute de l'existence d'une nappe, quelles sont les techniques et les outils d'investigation qu'il faut réaliser pour connaître cette nappe ?

On suppose que c'est une nappe artésienne d'épaisseur 50 m, les niveaux piézomètriques sont situés à + 250 m et la superficie correspondante est de 100 Km2. Les caractéristiques hydrodynamiques de cette nappe sont :

$T = 10^{-2}\ m^2/s$ $S = 10^{-4}$

1- Quelle est la pression en tête d'un forage réalisé dans cette nappe ?
2- Calculer les réserves de cette nappe
3- Après une exploitation prolongée de cette nappe, on a constaté une augmentation du coefficient d'emmagasinement S ; qui est de 10^{-3} Calculer de nouveau les réserves de cette nappe.
4- Expliquer et commenter les résultats ?

Réponses :

a- Pour connaître cette nappe, il faut procéder comme suit :

- Réaliser une enquête sur les points d'eau existants
- Réaliser une campagne géophysique
- Réaliser une campagne de sondages de reconnaissance

1/- La côte du terrain naturel étant à 200 m et les niveaux piézométriques à 250 m, la pression en tête d'un forage sera de 50 m, c'est à dire 5 bars.

2/- Le volume V des réserves est V= Surface x épaisseurs x Coefficient d'emmagasinement donc $V=100 \times 10^{6} \times 50 \times 10^{-4}$

$$\boxed{\mathbf{V = 0{,}5\ Mm^3}}$$

3/- Après exploitation, le coefficient d'emmagasinement est devenu 10^{-3}
Donc

$$\boxed{\mathbf{V = 5\ Mm^3}}$$

4/- En exploitant la nappe captive, l'aquifère tend à se comporter comme étant une nappe libre et par conséquent le coefficient d'emmagasinement augmente et par suite les réserves augmentent également.

Problème 2

Dans le cadre de l'étude du projet d'alimentation en eau potable de le ville d'Agadir et l'alimentation en eau du périmètre irrigué Taghazout, la Direction générale de l'Hydraulique a effectué une étude hydrogéologique pour examiner la possibilité de dégager des ressources en eau

souterraine dans le bassin versant de l'Oued Tamri. En effet, un sous – bassin du bassin versant de l'Oued Tamri d'une superficie totale de 15 km2 renferme un aquifère dans lequel une discontinuité F sépare deux zones I et II de surface respectives 3 et 12km2. Ce sous – bassin étant entouré par des formations marneuses.

Les coefficients d'infiltration et d'emmagasinement sont :

Zone	Coefficient d'infiltration (%)	Coefficient d'emmagasinement
I	30	0,1
II	10	0,003

On considère que le ruissellement est négligeable dans la zone I. La pluviométrie moyenne de ce sous – bassin est de 460 mm/an, l'évaporation est identique dans tous le sous- bassin.

Un prélèvement de 30.5 l/s est opéré au niveau du forage F2 pour l'AEP du centre Urbain d'Ita Outanane situé à proximité. Les caractéristiques des 3 forages désignés F1, F2 et F3 dans la figure ci-jointe sont :

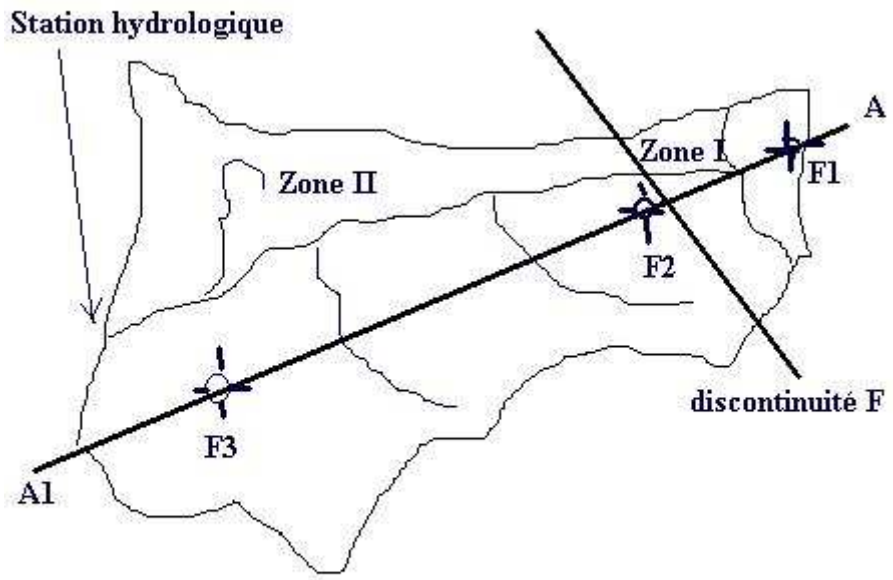
Forage F1	Forage F2	Forage F3
Z1 = 120 m	Z2 = 92 m	Z3 = 80 m
0-2 m : Argile sableuse	0 -10 m: Argile sableuse	0 -10 : Argile sableuse
2-8m : sables	10 -20 m : Grès fissurés	10 -20m Grès fissurés
8-10 m : Marne bleue	20 -22 m : Marne bleue	20 -22m : Marne bleue
NP/sol = 2.5 m	NP/sol= 12 m	NP/sol = 8 m

(Nota : Z= Côte du terrain naturel)

1/- Commenter cette coupe pour définir les systèmes aquifères existants et préciser leurs caractéristiques (lithologie, épaisseur et la nature du substratum).

2/- Déterminer le bilan hydrologique des 2 zones de sous- bassins séparément et déduire le débit qui transite au niveau de la station hydrologique.

3/- Déterminer et commenter les bilans de chaque unité aquifère.



Réponses :

1) D'après les coupes lithologiques au niveau des 3 forages, il s'agit d'une nappe libre circulant dans des sables et grès fissurés. Le substratum est constitué par des marnes bleues. l'épaisseur de l'aquifère est variable entre 6 et 10 mètres.

2/- Bilans Hydrologiques :

2.1 Bilan de la zone I :

* Surface = $3km^2$; P = 460 mm/an, Q (tombé) = $\frac{3 \times 10^6 \times 460 \times 10^{-3}}{365 \times 24 \times 3600}$ **Q = 44 l/s**

* Q ruisselé = 0
* Q infiltré = 44 x 0.30 **Q infiltré = 13,2 l/s**

* Q tombé = Q infiltré + Q ruisselé + Q évaporé
44 = 13.2 +Q évaporé **Q Evaporé = 30.8 l/s**

2 -2 /- Bilan de la zone II :

* Surface =12 Km2 ; P =460 mm/an, Q (tombé) =$\frac{12 \times 10^6 \times 460 \times 10^{-3}}{365 \times 24 \times 3600}$ **Q = 176 l/s**

* Q infiltré = 176 x 0.10 **Q = 17,6 l/s**

* Q évaporé=30,8 l/s donc 176 = 17,6 +30,8 + Q ruisselé donc **Q Ruisselé= 127,6 l/s**

3/- <u>Bilans hydrogéologiques</u> :

3-1- <u>Zone I</u> :

S = 3 Km2, épaisseur de la nappe = 6 m ; coefficient d'emmagasinement = 0,1

Les réserves sont donc V= 6 x 3 x 10^{6} x 0,1 donc V = 1,8 Mm^3

Comme il n'y a pas de prélèvement, le bilan est donc excédentaire.

3-2- <u>Zone II</u> :

S=12 Km2 ; épaisseur de la nappe = 10 m ; coefficient d'emmagasinement = 3 10^{-3}

Les réserves sont donc V =10x12x10^{6} x3.10^{-3} **V = 3,6 10^5 m^3**

Prélèvement au niveau de F_2 au débit Q=30,5 l/s, soit un prélèvement annuel de 9,6x10^5 m^3.

Ce volume étant supérieur à celui des réserves, le bilan de cette unité est donc déficitaire.

Les cartes piézométriques

I) Introduction :

Une carte piézométrique représente la topographie du plan d'eau au sein d'une même nappe d'eau souterraine. Ces cartes représentent dans un milieu hydrauliquement continu et à une date donnée la distribution des charges et des potentiels hydrauliques.

II) Tracé des cartes piézométriques :

Le tracé d'une carte piézométrique repose sur la mesure du niveau d'eau au droit des puits, forages, sources et ce à une période donnée (les mesures doivent être synchrones). Il est à signaler que les points d'eau utilisés doivent capter le même aquifère sinon la carte n'aurait aucune signification. Les cartes piézométriques utilisent le niveau d'eau par rapport au 0 de la mer et non le niveau d'eau par rapport au sol **(NP = Altitude topographique – Niveau d'eau /sol).**

Le tracé de la carte consiste à faire une interpolation linéaire entre les niveaux piézométriques ponctuels pour obtenir des courbes isopièzes ou encore isohypse. Il est clair qu'une carte piézométrique sera d'autant plus fiable et significative si la densité des points utilisés est importante.

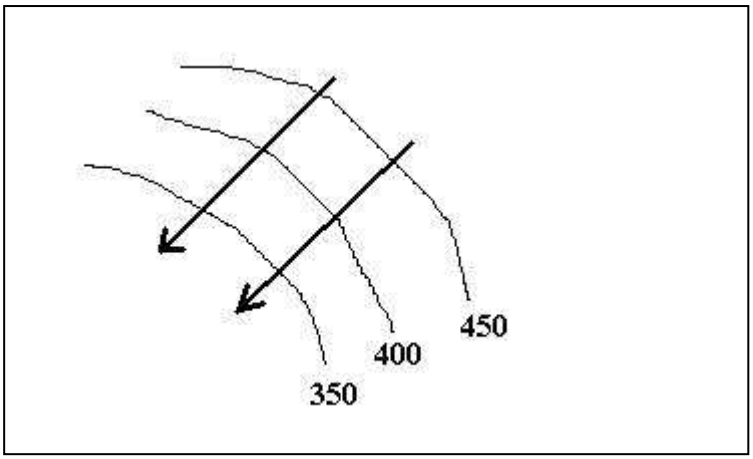
La carte piézométrique représente en fait la topographie de la surface d'eau. L'équidistance des courbes est arbitraire, elle est généralement de 5m pour une échelle de 1/50 000 et de 10m pour le 1/100 000.

III) Interprétation des cartes piézométriques :

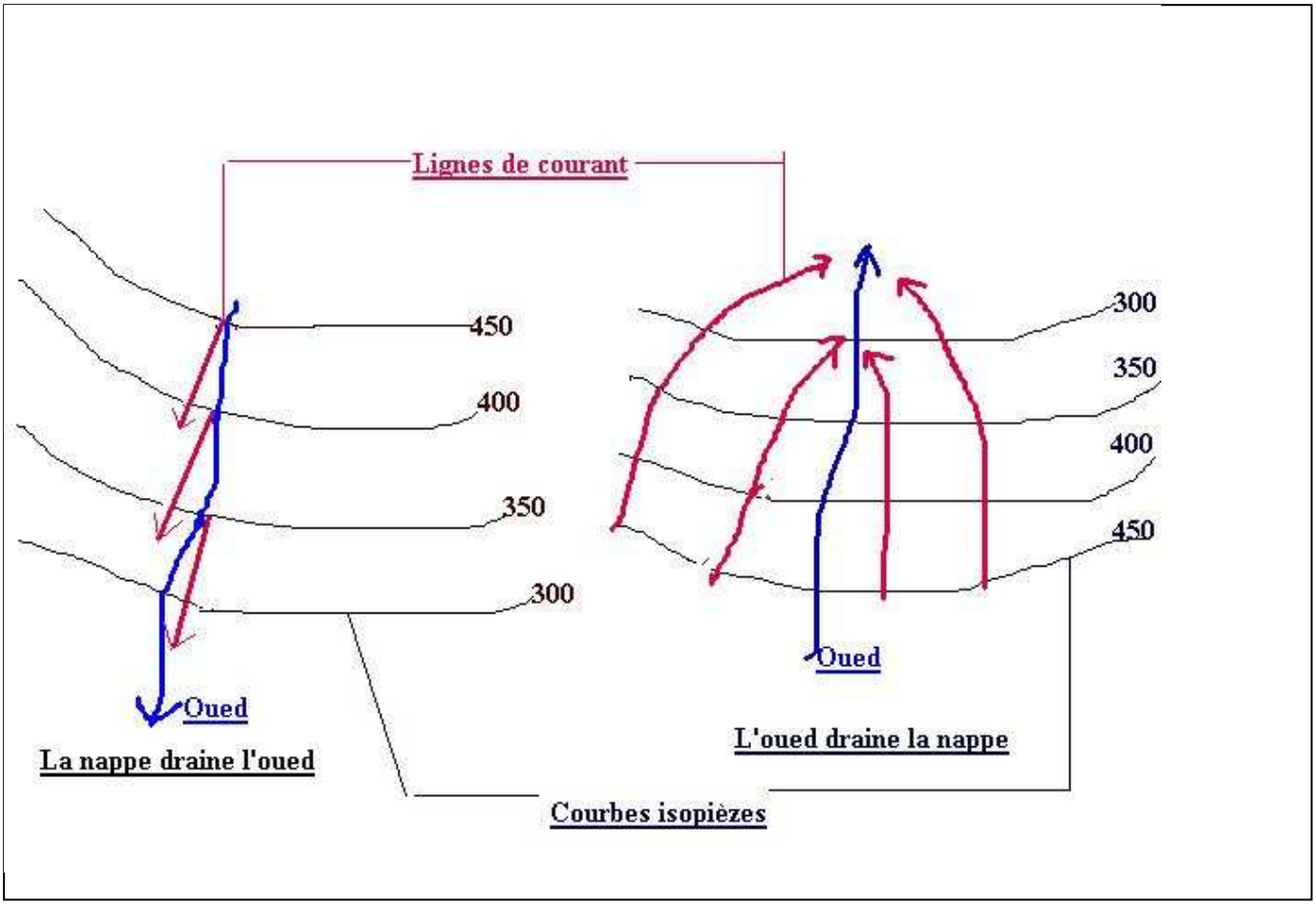
Des renseignements très importants sont tirés d'une carte piézométrique :

1) la direction et le sens des écoulements :

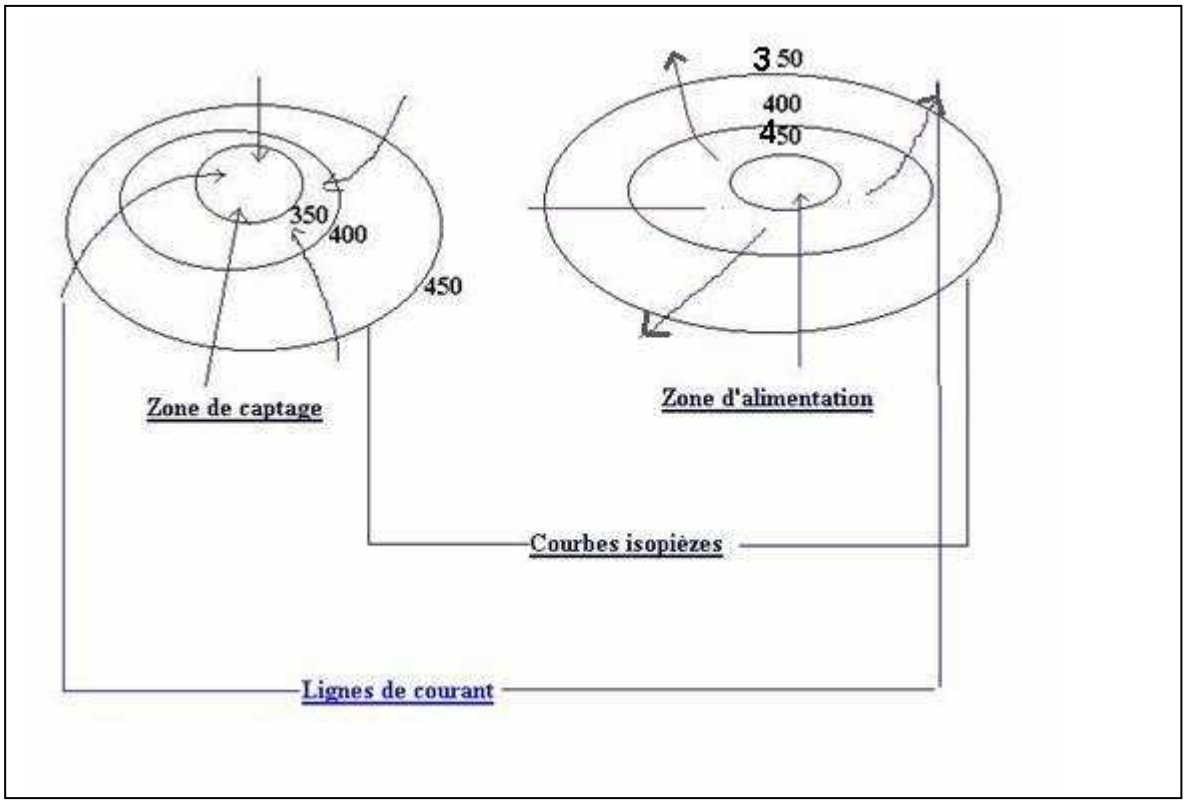
L'écoulement se fait du potentiel le plus élevé vers le potentiel le plus faible. Ceci nous renseigne donc sur l'exutoire de la nappe. Les lignes de courant sont perpendiculaires aux courbes isopièzes.



2) Relation nappe rivière :

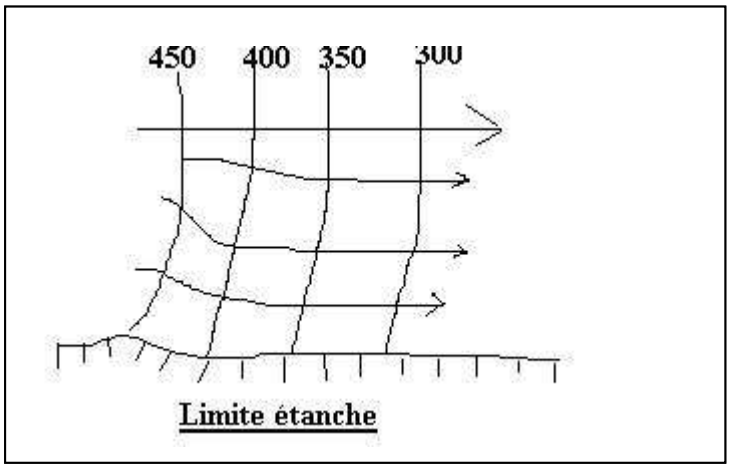


3) Zones d'alimentation et de drainage :



4) Configuration des conditions aux limites hydrodynamiques :

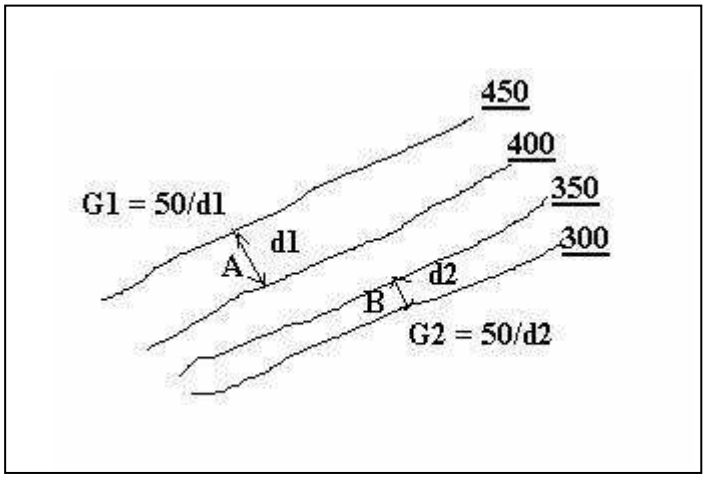
Exemple : les courbes isopièzes sont perpendiculaires aux limites étanches :



Dans une étude de modélisation des écoulements souterrains, on fixe également à partir de la carte piézométrique des limites à potentiel imposé, par exemple la courbe isopiéze 300.

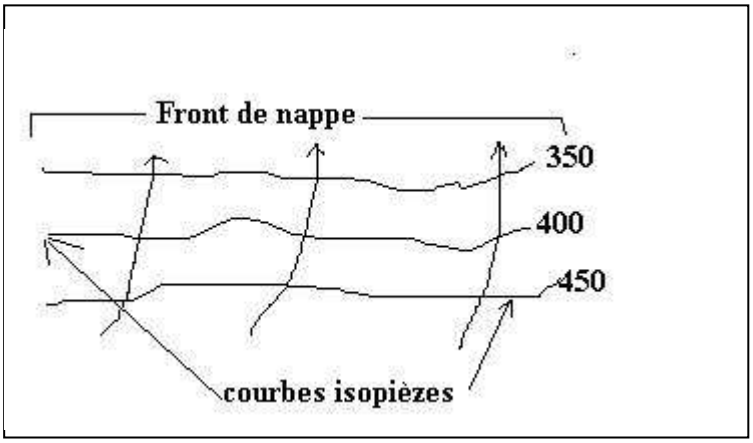
5) Calcul des gradients hydrauliques :

Le gradient hydraulique est la pente de la surface piézométrique



Gradient hydraulique (M) = différence de charge/distance réelle entre deux isopièzes

6) calcul du débit de front de nappe :

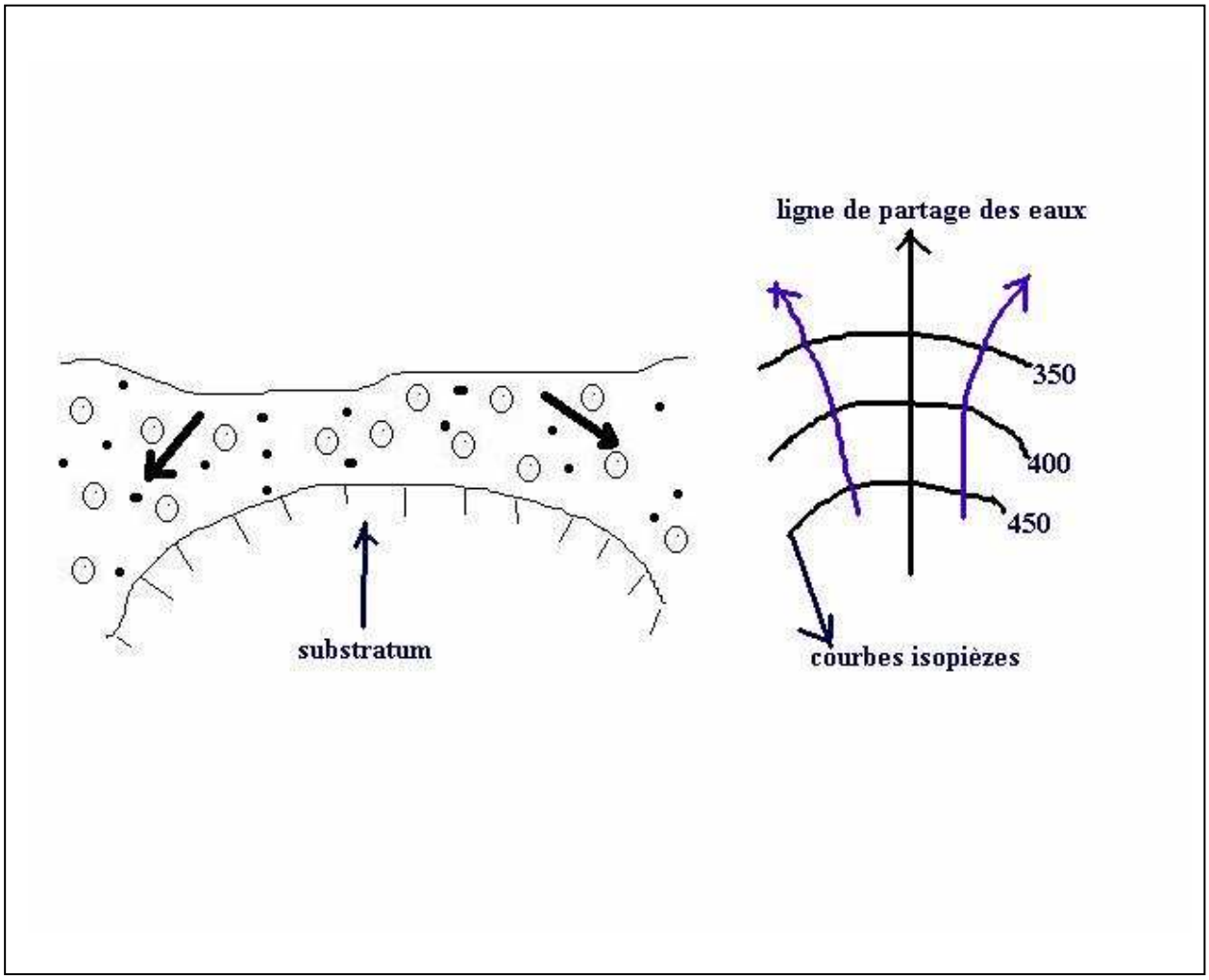


Le débit de la nappe qui s'écoule tout au long du front de nappe de longueur l est **Q = T l i**

C'est la loi de Darcy

7) Identification des anomalies structurales du réservoir :

Les anomalies structurales se traduisent par des anomalies de la surface piézométrique. La piézométrie contribue ainsi vis-à-vis de la géologie structurale. Exemple : une ligne de partage des eaux souterraines peut indiquer un bombement du substratum.

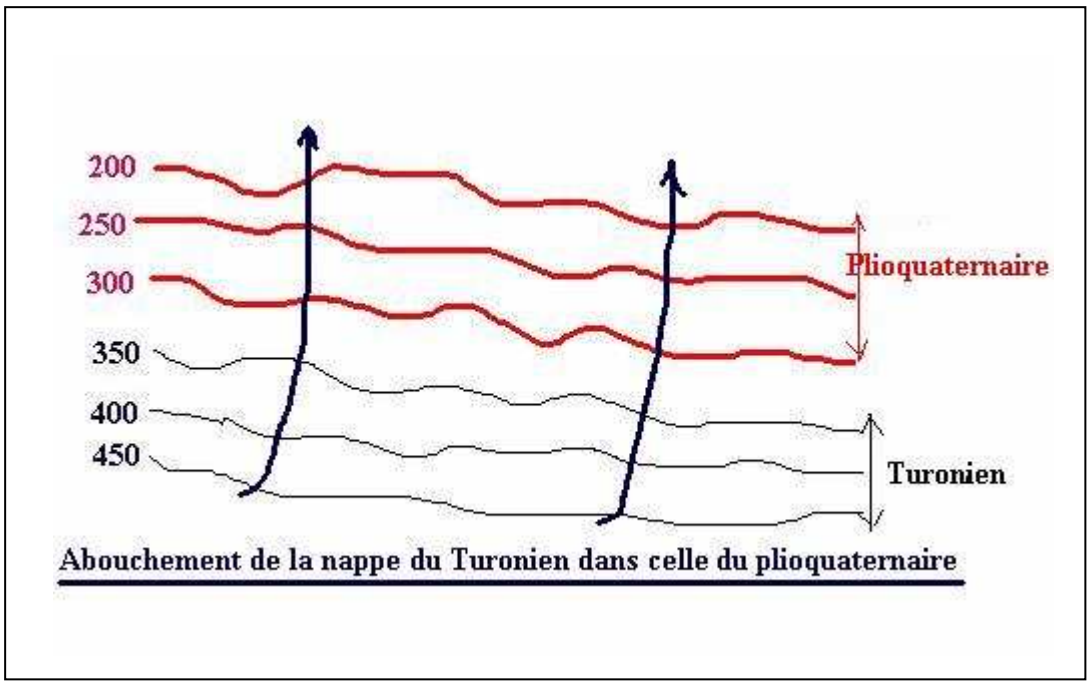


8) Etude des variations qualitatives de la transmissivité :

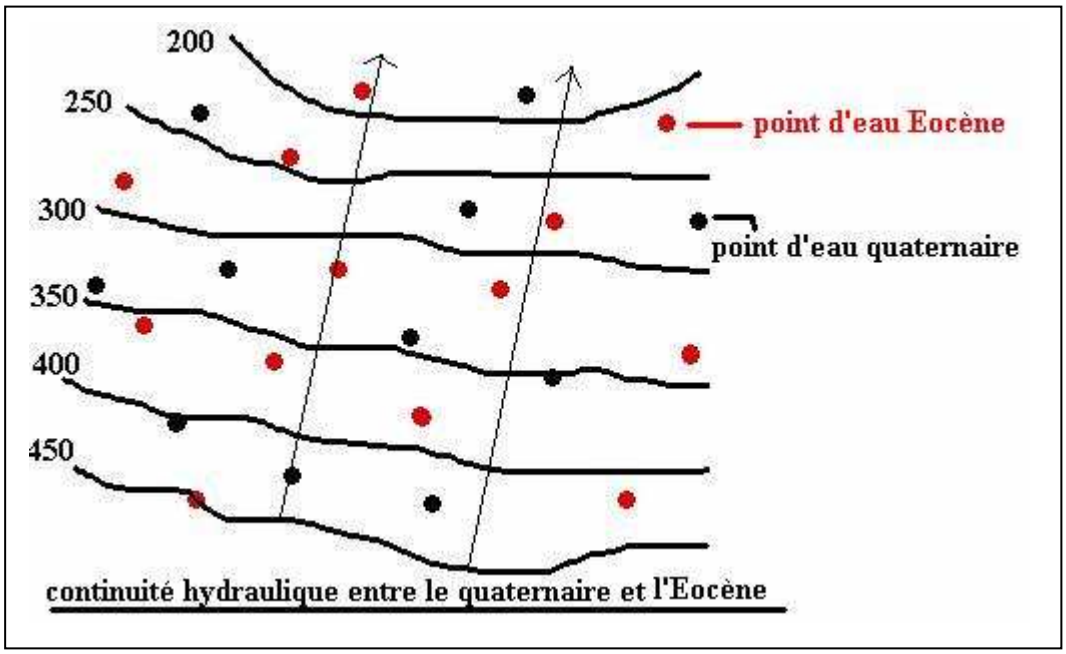
D'après la loi de Darcy, Q = T l i, à débit constant, T et i sont inversement proportionnels. Les valeurs de T ne sont pas généralement nombreuses : peu d'essais de pompages réalisés. Par contre, on peut mesurer i à n'importe quel point de la carte piézométrique. En analysant donc les variations de i, on peut avoir une idée sur la variation qualitative de T. Lorsque i diminue, T augmente et vis versa. Ce genre d'analyse peut servir pour l'implantation de puits et forages à partir d'une carte piézométrique.

9) Relations hydrauliques entre nappes :

9.1) Abouchement d'une nappe dans une autre :



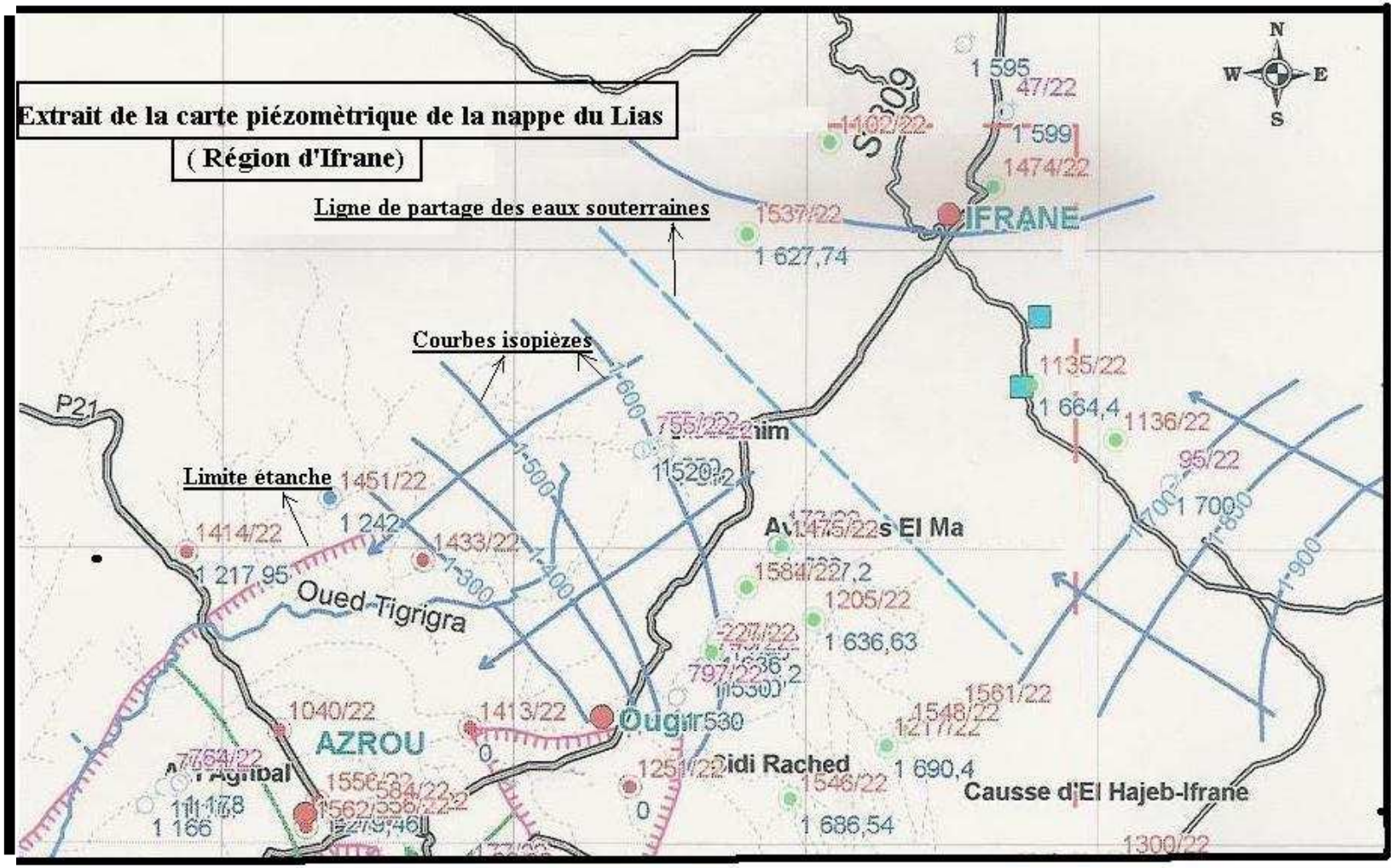
9.2) <u>continuité hydraulique entre nappes :</u>



10) <u>évolution de la piézométrie dans le temps</u> :

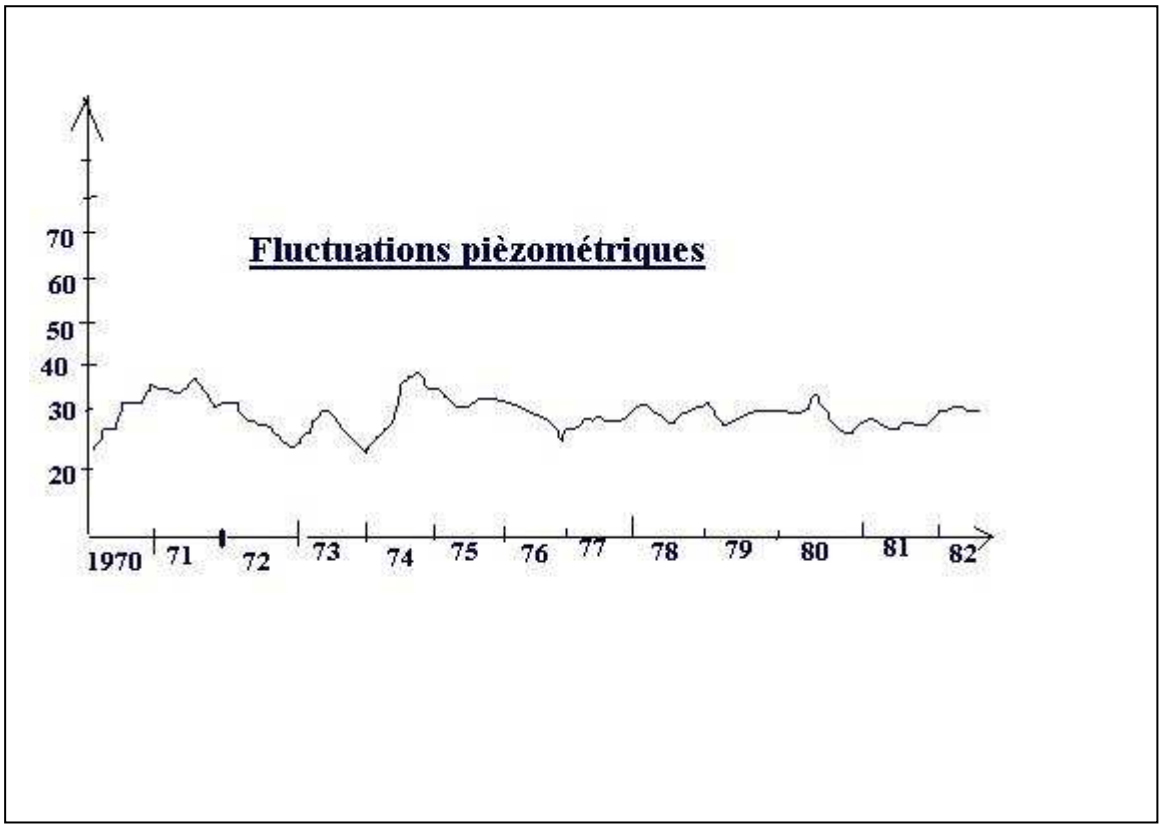
Une carte piézométrique représente un état instantané de l'aquifère, il est intéressant de dresser d'autres cartes et à d'autres dates afin de visualiser l'évolution des courbes isopièzes.

Exemple de carte pièzomètrique



IV) Etude des fluctuations piézométriques :

Pour décrire la piézométrie et en parallèle au tracé des cartes piézométriques, on a recours au suivi des mesures au niveau d'un piézomètre témoin (puits ou forage) et ce de manière périodique (généralement une fois par mois) afin de constituer un historique d'évolution.



L'interprétation des fluctuations piézométriques doit tenir compte de deux facteurs fondamentaux :

- la recharge matérialisée par l'alimentation de la nappe par les eaux de pluie, les eaux de crues ou la fonte des neiges.
- Les prélèvements matérialisés par les pompages (eau potable, irrigation, industrie).

On doit donc superposer les graphiques d'évolution de ces deux paramètres aux fluctuations piézométriques

L'analyse des fluctuations piézomètriques est un outil de gestion des eaux souterraines. Ainsi une baisse continue et soutenue des niveaux d'eau est un indice de surexploitation de la nappe. Cette analyse doit être couplée avec le bilan de la nappe pour comparer la concordance des résultats.

Le réseau de contrôle d'une nappe doit comporter un certain nombre de piézomètres répartis spatialement d'une manière adéquate (zones de prélèvements et de recharge)

Problème :

Le barrage Mohamed ben Abdelkrim Al Khattabi régularise les eaux de l'oued Nekor pour l'alimentation en eau potable de la ville d'Al Hoceima et l'irrigation des périmètres agricoles du Nekor. La pluie moyenne interannuelle dans la région est de 280 mm.

A l'aval du barrage et en bordure de la méditerranée existe la nappe de Rhis-Nekor qui est formée essentiellement d'un remplissage sablo-limoneux du plioquaternaire (fig.1). La superficie de la nappe est de 95 Km^2 et son épaisseur moyenne est de 250m. Cette nappe est contrôlée par 5 piézomètres jugés représentatifs. Parmi ces pièzomètres, le N° 3313/5 dont l'évolution est représentée en (fig.2).

L'alimentation par les bordures de la nappe s'effectue au niveau de 9 zones. La figure 1 précise la localisation de ces zones et le tableau 1 synthétise les caractéristiques hydrogéologiques de chaque zone.

Zones	Perméabilité K en 10^{-4} (m/s)	Epaisseur saturée de la nappe en m	Front d'alimentation en Km	ΔH en m	ΔL en m
1	3,5	60	0,025	5	235,2
2	2,5	60	0,2	5	646,8
3	1,75	60	0,35	5	764,4
4	7,5	50	0,35	5	1587
5	2	20	1	5	588
6	1,5	40	2,5	10	471,5
7	1,4	60	0,02	10	588
8	3	120	0,02	5	480
9	6	80	0,5	10	1190

1) Interpréter de manière sommaire la carte piézométrique.

2) calculer le débit d'alimentation de la nappe par les bordures au niveau des zones : amont, Est, Ouest.

3) En admettant une transmissivité moyenne de 1.10^{-2} m^2 /s en bordure de mer et un gradient hydraulique moyen de 1 pour mille, évaluer le débit des pertes en mer en prenant un front de nappe égal à 5 Kms.

4) sachant que le coefficient d'infiltration des formations sablo-limoneuses est d'environ 10%, calculer le débit infiltré à la nappe.

5) calculer les réserves théoriques de la nappe si la porosité efficace est de l'ordre de 10^{-2}.

6) Interpréter les fluctuations piézomètriques du piézomètre 313/5.

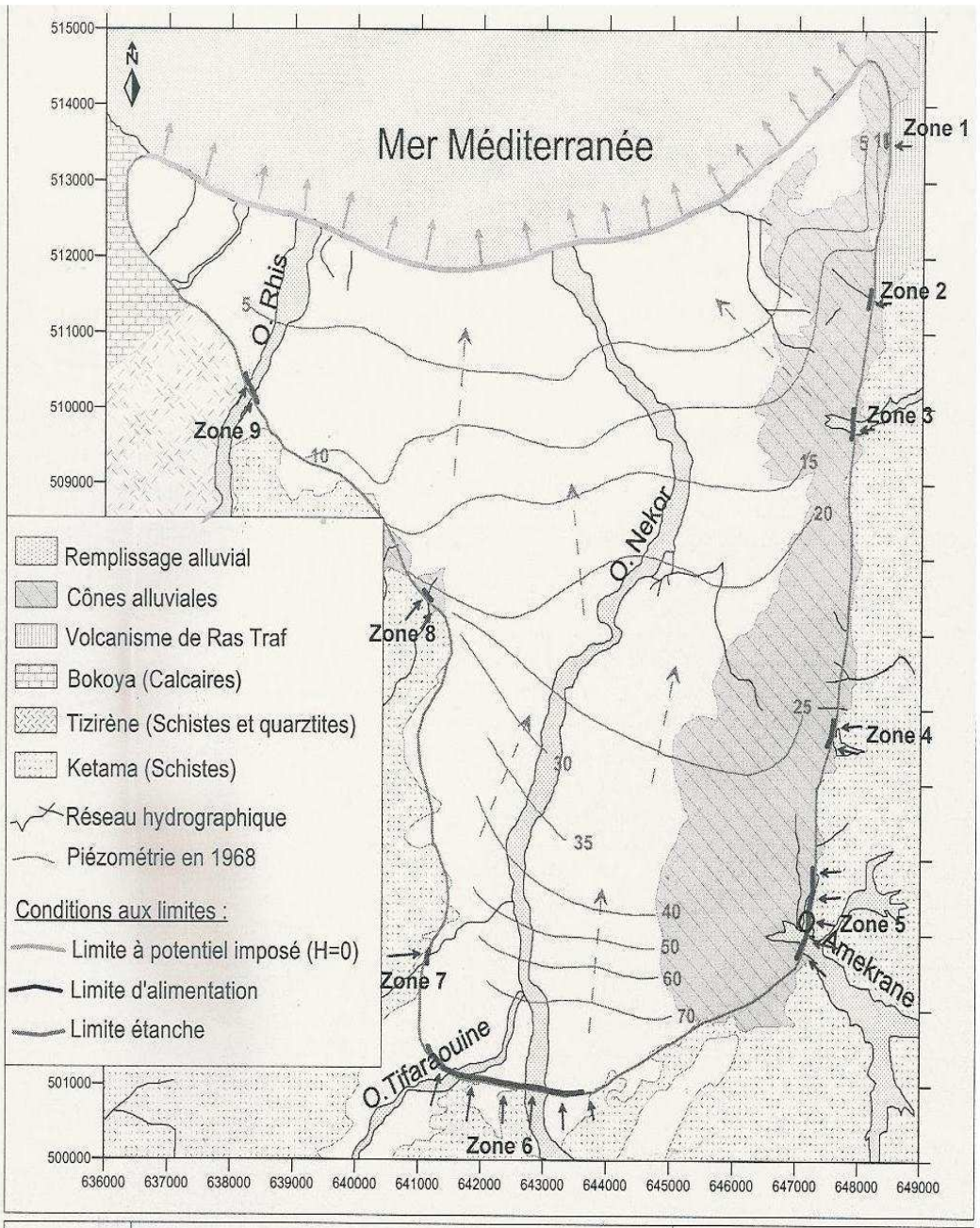


Figure 1	Carte des conditions aux limites de la nappe de Rhis-Nekor	Echelle : 0 1 2 3 4 5 Km

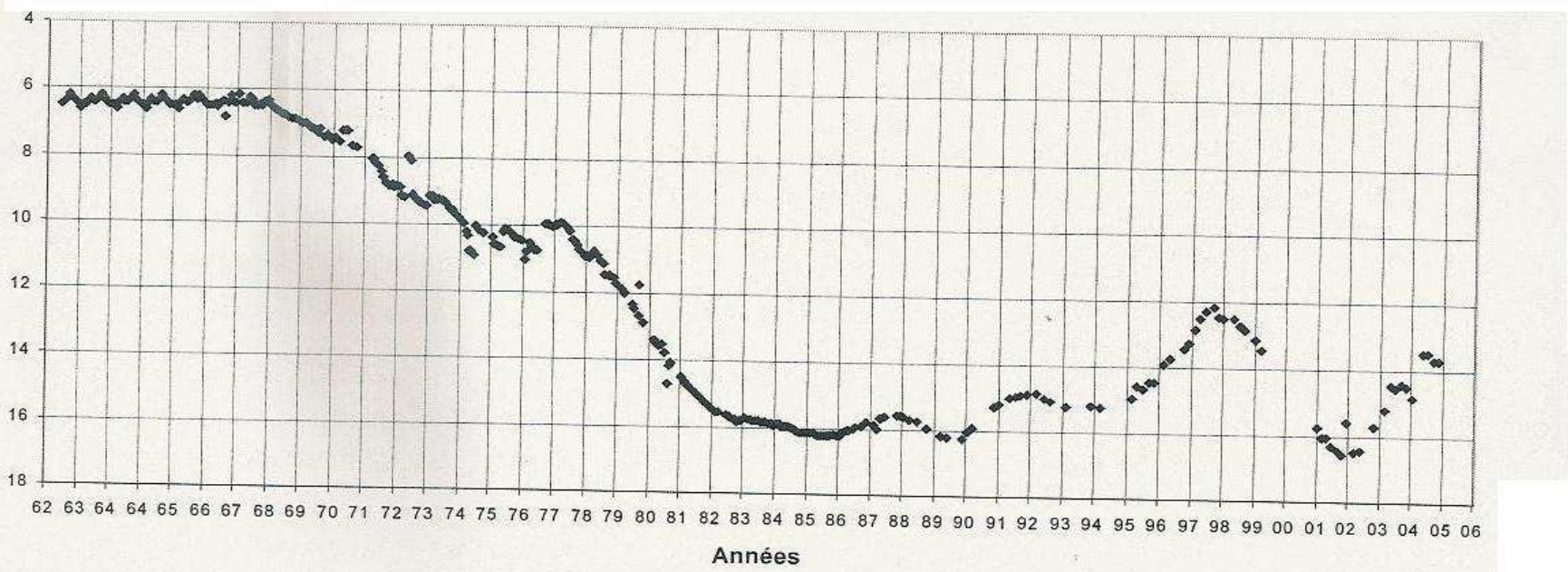


Fig. 2 : Piézomètre de contrôle N° 313/5 de la nappe de Rhis- Neckor

Pluviométrie au niveau du barrage

Années	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juill	Aout	sep	oct	nov	dec	total
1950-1968	61,6	29	27	22,4	43,5	92,8	0,9	0,6	12,2	6,3	22,1	21,6	340
1969	5,8	18,8	16,1	31,1	7,9	12	6,8	0	0,7	25,6	25,9	21,3	172
1970	37,9	17,9	16	24,3	16	0	0	0	6,8	1	21,3	26,2	167,4
1971	22,8	52,1	4	8,4	1,8	43,2	2	7	1,4	60,6	0,3	26,8	230,4
1972	55,3	33,9	65,9	22,4	15,3	0	0,9	1,8	20,6	71,6	19,6	15,1	322,4
1973	33,7	35,5	64,2	59,2	13,3	14,6	0,9	1	6	20,7	30,8	153,6	433,5
1974	6,6	18,8	22,6	40,8	3,3	37,6	5,6	0,6	6,5	33,8	10,5	0	186,7
1975	5,2	29,7	57,4	165	33,2	25,6	8,4	8,8	9,8	5,3	17,3	11,4	377,1
1976	21,7	19,2	27,6	77,2	125,9	18,1	1	7,5	8,4	57,3	0	66,6	430,5
1977	110,3	18,8	16,1	7,3	6	0	3,7	0,6	6	71,9	0	16	256,7
1978	41	39,5	10,1	32,7	21,3	0	0	0	0,7	25,6	0	12,1	183
1979	33,8	91,4	13,4	12,2	4,1	0,3	8,8	0	22,3	68,9	8,2	10,5	273,9
1980	5,8	47,9	46,1	24,3	16	7,8	0	0	8,7	4,7	32,9	22	216,2
1981	5,6	17,9	16	87,9	10,7	5,4	2	7	10	1,5	0,3	26,8	191,1
1982	23	19,7	17	52,2	25,5	4,4	1,9	3,5	8,6	17,4	38,7	21,3	233,2
1983	1,2	30,5	20,6	31,1	7,9	0	0	6,6	0	0	51,2	42	191,1
1984	37,9	23,6	19,9	37,6	78	12	0	0	0,7	0	16,1	1,3	227,1
1985	63,6	8	1,6	47,2	43,2	2,9	0	0	6,8	1	138,4	48,3	361
1986	43,6	31,8	51,8	16,5	4,2	1	0	0,4	27,1	49,2	25,9	21,3	272,8
1987	44	52,1	4	8,4	1,8	0	10	0,4	26	28,8	18,8	12,7	207
1988	27,9	30,6	7,8	15,4	32,9	1,2	0	0	0	19,2	39,3	1,3	175,6
1989	33,4	17,2	28,6	34,2	38,6	0,2	1,8	4,7	21	13,5	21,3	26,2	240,7
1990	22,8	0,8	32,3	64,6	26,1	2,4	1,3	0	21,8	29,5	44,4	90,4	336,4
1991	9,8	36,3	98,2	18,2	2,1	0	5,7	1,1	26,8	20,6	19	31,3	269,1
1992	11,5	22,3	56,8	4,5	1,9	130,3	0,3	0,2	2,1	24,7	14,2	25,2	294
1993	17,5	57	24,5	27,1	46,2	0,5	0	0	1,4	60,6	46	5,3	286,1
1994	155,2	54,2	2,7	22,8	6,6	0	6	3,4	35,5	2,5	19,7	10,8	319,4
1995	5,6	74	86,6	12	8	55,4	0	22	16,7	6,6	12,7	41,7	341,3
1996	69	45,1	32,7	33,9	29,9	3,6	0	0,8	34,8	26,9	1,5	52,8	331

1997	39,8	0,8	17,1	58,6	47,3	4,5	5,9	20,3	53,7	32,2	61,4	60	401,6
1998	32,2	60,2	32,5	17,3	63,3	6,8	0	0	34,9	0,6	7,2	4	259
1999	80,6	108,2	37,1	2,2	15,4	0,8	1,7	2	5,2	51,2	35,7	11,9	352
2000	11,7	0	0,2	10,5	64	0	0	0,2	4	106,5	47,4	38,4	282,9
2001	39,9	15,7	3,4	1,5	7,2	0	0	1,2	7	24,5	61,2	85,2	246,8
2002	0,4	0,2	33,4	90,9	27,6	5,2	0	11,4	0	45	72,2	10,2	296,5
2003	67	51,6	28,5	29,5	4,8	0,4	0	0,4	0	53	224,1	56,4	515,7
2004	3,2	12,5	87,3	45,4	9,6	0,2	0	0	0,7	49,4	21,4	7,1	236,8
2005	11,2	58,3	28,8	8,3	2,8	1,6	0	2	1,4	44,1	45,8	6,5	210,8
2006	47,3	51,7	26,4	57,9	41,8	1,2	0	0	14	11,3	11,5	62,5	325,6

Réponses

1) - la nappe prend naissance au sud au voisinage de la confluence des oueds Tifaraouine et Nekor. Elle s'alimente également dans les bordures Est et Ouest (zones 1 à 9). La zone 9 correspond au drainage de l'oued Rhis.

- l'écoulement se fait principalement du sud vers le nord pour rejoindre la méditerranée qui représente le principal exutoire.

- Au sud Est de la plaine l'oued Nekor draine la nappe, par contre la nappe draine cet oued au centre de la plaine.

- Le gradient hydraulique est grand au sud, il est plus faible au centre de la plaine ce qui est l'indice d'une bonne transmissivité. Ceci est probablement dû aux apports de l'oued Nekor (sous écoulement de l'oued ou encore underflow ou inféroflux).

2) **Alimentation en zone Amont** :

L'alimentation en zone amont correspond à la zone 6, le débit de front de nappe est donné par la formule de Darcy Q = T l i

$T = 1,5.10^{-4} \times 40 = 6.10^{-3}\ m^2 / s$
L = 2,5 Km = 2500 m
I = 10/471,5 = 0,02

Donc $Q = 6.10^{-3} \times 2500 \times 0,02$ soit $Q = 0,3\ m^3 /s$ = **300 l/s**

- **Alimentation à partir de la bordure Est :**

Elle correspond aux zones 7,8 et 9.
Pour la zone 7 : $T = 1,4.10^{-4} \times 60 = 8,4.10^{-3}\ m^2 /s$, i = 10/588 = 0,017, l = 0,02 Km = 20m d'où $Q = 2,9.10^{-3}\ m^3 /s$ = 3 l/s.
Pour la zone 8, $T = 3.10^{-4} \times 120 = 3,6.10^{-2}\ m^2 /s$, i = 5/480 = 0,01, l = 0,02 Km = 20m. D'où $Q = 7,2.10^{-3}\ m^3 /s$ = 7,2 l/s.
Pour la zone 9, $T = 6.10^{-4.} 80 = 4, 8.10^{-2}\ m^2 /s$, i = 10/1190 = 8, 4.10^{-3}, l = 0, 5 Km = 500m. D'où Q = 200 l/s.

Le débit total a partir de la zone Est est donc Q = 3+7,2+200 = **210 l/s.**

- **Alimentation à partir de la bordure Ouest** :

Elle correspond aux zones 1, 2, 3,4 et 5

Pour la zone 1, $T = 3,5.10^{-4} \times 60 = 2,1.10^{-2}\ m^2 /s$, l = 25m, i = 5/235,2 = 0,021 d'où Q = 10 l/s.

Pour la zone 2, $T = 2,5.10^{-4} \times 60 = 1,5.10^{-2}\ m^2 /s$, l = 200m, i = 5/646,8 = $7,7.10^{-3}$, d'où Q = 23 l/s.

Pour la zone 3, $T = 1,75.10^{-4} \times 60 = 1,05.10^{-2}\ m^2 /s$. l = 350 m, i = 5/764,4 = $6,5.10^{-3}$ d'où Q = 24 l/s

Pour la zone 4, T = $7{,}5.10^{-4}$ x 50 = $3{,}75.10^{-2}$ m^2 /s, l = 350 m, i = $3{,}15.10^{-3}$ d'où Q = 41 l/s
Pour la zone 5, T = 2.10^{-4} x 20 = 4.10^{-3} m^2 /s, l = 1000 m, i = 5/588 = $8{,}5.10^{-3}$ d'où Q = 340 l/s.

Le débit total à partir de la bordure ouest est donc **Q = 438 l/s**. le débit total alimentant la nappe par les différentes bordures est Q = 300 + 210 + 438 = **948 l/s**

3) le débit de front de nappe se perdant en mer est de Q = T l i avec T = 1.10^{-2} m^2 /s, l = 5000m, i = 1.10^{-3} soit alors **Q = 50 l/s.**

4) le volume d'eau infiltrée est V = 280.10^{-3} x 95.10^{6} x 10^{-1} m^3, le débit en l/s sera Q = V/1 année = 280.10^{-3} x 95.10^{6} x 10^{-1} x 10^{3} / 365 x 24 x 3600 soit **Q = 85 l/s.**

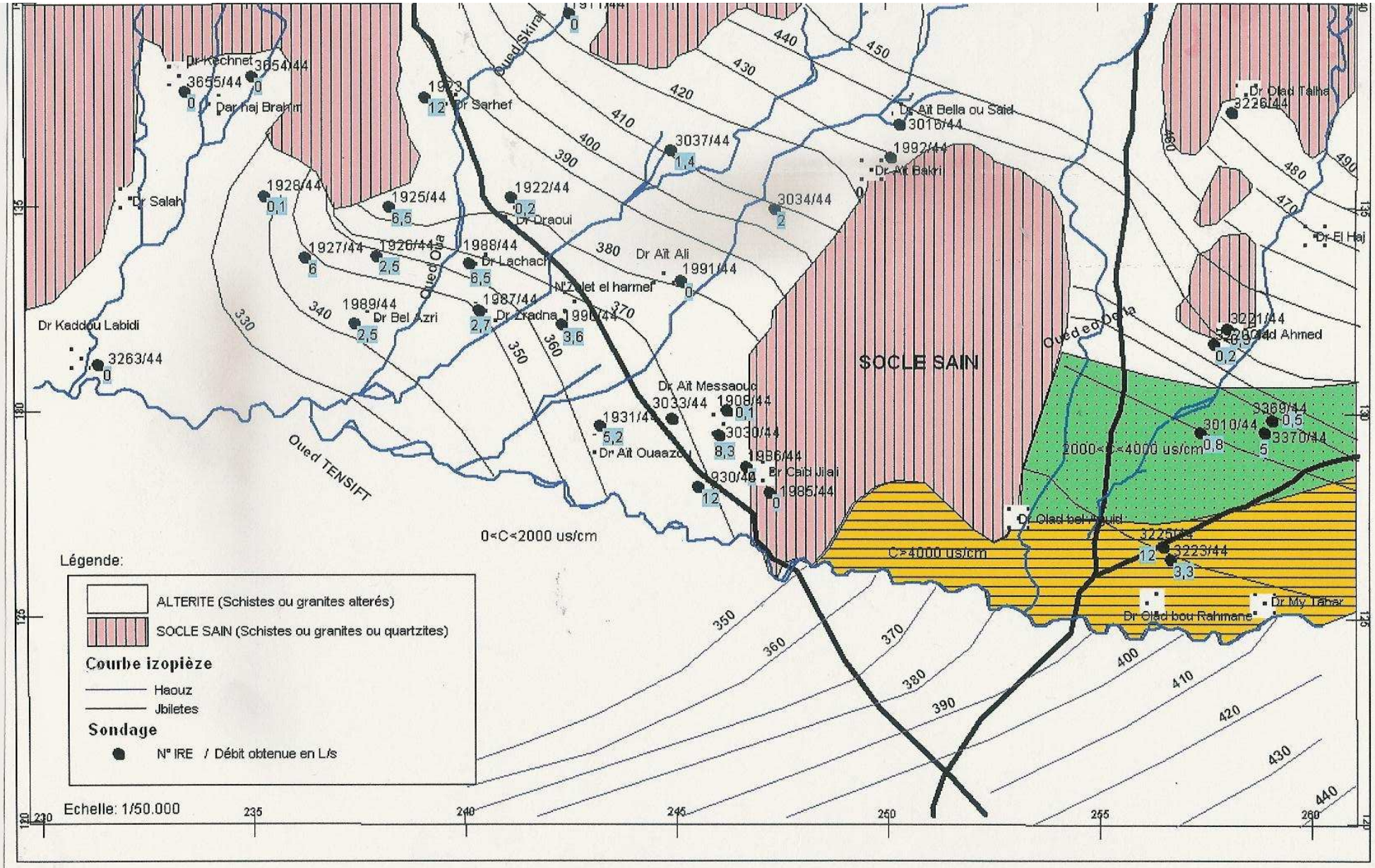
Le débit total alimentant la nappe est **Q = 948 + 85 = 1033 l/s**. ce chiffre n'inclut pas le drainage des oueds, il faudra procéder à des jaugeages différentiels pour préciser les entrées à la nappe.

5) la surface de la nappe étant de 95 Km^2, son épaisseur de 250m,la porosité efficace de 10^{-2}, les réserves de la nappes seront de V = 95.10^{6} x 250 x 10^{-2} soit **V = 237 Mm^3**

6) **<u>Interprétation des fluctuations piézométriques</u>** :

a. entre 1962 et 1968, la nappe est en équilibre hydrodynamique puisque le NP est quasi constant.
b. Entre 1968 et jusqu'à 1977, on assiste à une baisse globale et soutenue de 5m soit une baisse moyenne de 50 cm/an.
c. Entre 1977 et 1983, la baisse est toujours soutenue mais il devient de 7m, soit une baisse moyenne de 1m/an.
d. La nappe retrouve un équilibre hydrodynamique entre 1983 et 1996 avec une remontée de 1m entre 1990 et 1991.
e. Une remontée spectaculaire est observée entre 1995 et 1998 et qui est de 4m et de la même manière entre 2002 et 2005. entre 1998 et 2002 s'est produite une baisse de 5m.

Piézométrie des jbilètes méridionales et Haouz de Marrakech



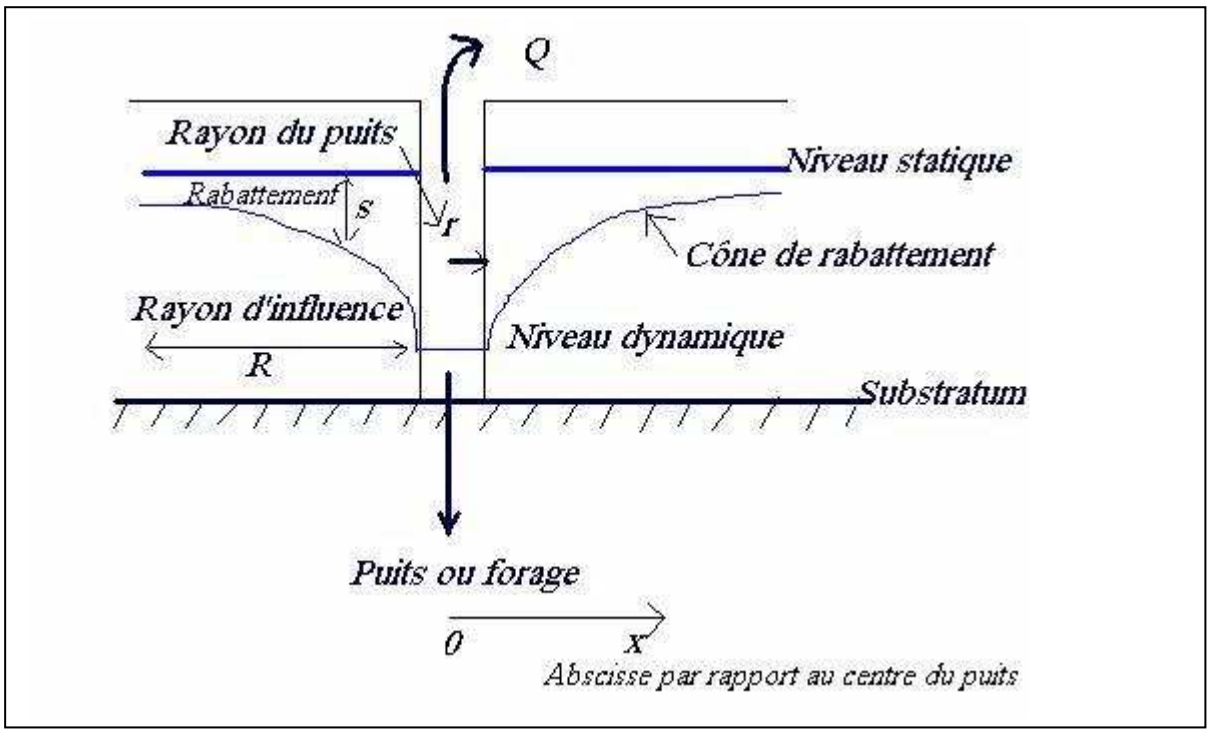
Hydraulique souterraine

I) Introduction :

Le but de l'hydraulique souterraine est de définir les relations régissant les paramètres hydrodynamiques et géométriques d'un point d'eau en phase de pompage (puits ou forage). L'objectif d'une telle démarche est d'aboutir à une méthode d'interprétation des essais de pompage pour pouvoir déterminer les caractéristiques hydrodynamiques ponctuelles.

II) définitions générales :

- charge ou potentiel hydraulique :



Charge hydraulique $H = z + P/\omega + V^2/g$ or $V \sim 0$ donc $H = z + P/\omega$ avec z = côte, P = pression, ω = poids volumique de l'eau.

- régime permanent : écoulement qui ne tient pas compte du temps
- régime transitoire : écoulement qui tient compte du temps

En réalité, il n' y a jamais d'écoulement permanent, tout dépend du temps.

- **Loi de Darcy :** $\boxed{Q = K \times S \times dH/Dl}$

- **Equation de diffusivité :** $\boxed{(1/x)\ \delta H/\delta x + \delta^2 H/\delta x^2 = (S/T)\ dH/dx}$

Avec S = coefficient d'emmagasinement et T= transmissivité.

- **Equation de Theis :** la résolution de l'équation de diffusivité et après un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, Theis a établi l'équation suivante :

$$\boxed{s = (0{,}183 \times Q) / T \times \log (2{,}25\, Tt / r^2 S)}$$ avec :

s = rabattement mesuré à l'instant t
Q = débit de pompage (doit être constant)
T = transmissivité de l'aquifère
S = coefficient d'emmagasinement

L'équation de Theis est principalement utilisée pour l'interprétation des essais de pompage.

III) Réalisation des essais de pompage :

III.1) Introduction :

Quelque soit le but de réalisation d'un essai de pompage (Recherche de paramètres hydrodynamiques ponctuels d'un réservoir, calcul d'un débit d'exploitation, étude d'interférences entre ouvrages), la fiabilité des résultats obtenus reste tributaire de la qualité des données requises lors de l'essai, donc de la manière dont celui-ci a été mené.

Deux facteurs conditionnement le bon déroulement d'un essai de pompage à savoir :

- Une bonne qualité des appareils de mesure, donc du matériel disponible
- Une bonne compétence et vigilance de l'observateur.

III.2) Mesures usuelles lors d'un essai de pompage :

Deux paramètres importants sont à connaître et à suivre :

- Le débit de pompage
- Les niveaux rabattus au cours du pompage

III.3) Renseignements d'ordre hydrogéologiques :

Avant la réalisation d'un essai de pompage sur un forage où un puits, il est toujours utile pour le chef de mission de déterminer :

- Le type de système aquifère (nappe libre ou captive)
- Nature des terrains productifs
- Epaisseur de l'aquifère et ses limites éventuellement
- Niveaux piézomètriques et ordre de grandeur de leurs amplitudes de variations.
- Enfin lorsque l'ouvrage devant subir un essai avait fait l'objet d'un développement : débit et rabattements mesurés en cours de foration ou de développement, en particulier le débit maximal de développement.
- Le débit qui a été nécessaire pour vidanger le puits.

III.4) Réalisations et matériel classique pour le déroulement d'un essai de pompage :

Il faut installer une pompe dont le diamètre s'adapte à celui du forage et qui peut débiter ce que l'on espère tirer du forage. (Si on s'attend à un débit de 50 l/s, il ne faut pas installer une pompe Ø= 2''. La côte de la crépine de la pompe doit être fixée par le surveillant de chantier. Ne pas oublier également la puissance du moteur qui doit être suffisante pour avoir les paramètres voulus : débit et hauteur manométrique. Rappelons à se sujet la formule

P (kw) = 9,8 x Q (m^3 /s) x H(m)/ ρ

Avec Q = débit ; H =hauteur Manométrique ; ρ = rendement de la pompe

* Il faut que la pompe soit munie d'un flexible de refoulement d'au moins 50 m, en effet pour éviter tout recyclage et ré infiltration de l'eau, il faut refouler l'eau plus loin et de préférence vers l'aval hydraulique pour rejoindre un cours d'eau naturel on artificiel s'ils existent. Les infiltrations en cours d'essai sont visibles sur le diagramme S= f (log (t)) qu'on verra dans le prochain cours.

* Il faut installer un tube piézométrique entre les éléments de la pompe et le tubage du forage .Ceci permettra le suivi de l'évolution piézométrique dans une zone loin de toute agitation de l'eau due au pompage. La côte de ce tube piézométrique est à fixer également par le surveillant de chantier. Il est préférable d'avoir des tubes piézométriques Ø =.1 à 2'' et ceci pour assurer un bon guidage de la sonde qui mesure les niveaux d'eau. On rappelle que 1 pouce = 1'' = 2,54 cm.

- Il faut installer des cuves bien étalonnées pour les mesures de débit. Ces cuves doivent être en rapport avec le débit à mesurer .En effet pour des débits de 50 1/s, il n'est pas permis de jauger avec une cuve de 10 litres. remarquons au passage que certaines pompes disposent de compteurs pour mesures directes du débit. Toutefois, il est toujours impératif de contrôler ces compteurs et ceci en vérifiant les mesures avec la cuve étalonnée.

- Il faut procéder à un éclairage du chantier pour les mesures de nuit.

V) Pratique des mesures dans un essai de pompage :

1)- Le débit de pompage :

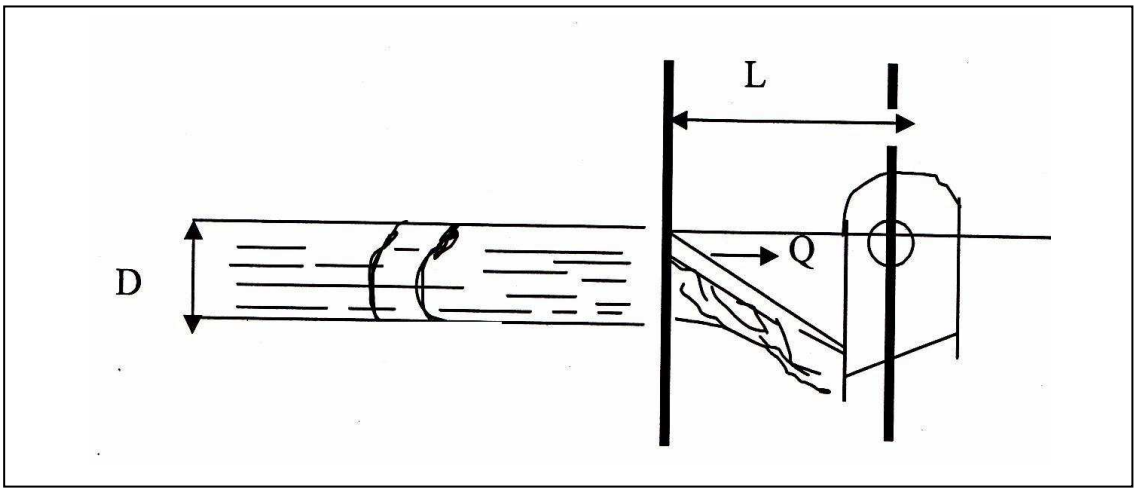
C'est une constante de l'essai, les variations de ce paramètre ne doivent pas dépasser 5% sinon l'essai est ininterprétable, en effet toute méthode d'interprétation part du principe que Q est constant au cours de l'essai .Comme il a été dit précédemment, on peut mesurer Q soit à l'aide de cuves étalonnées, soit à l'aide de compteurs. Toute fois des précautions sont à prendre :

- Il faut au préalable préparer et aménager un petit passage (sur planches par exemple) pour faciliter les déplacements de l'opérateur vers la cuve d'eau (sol très boueux et marécageux à cause des eaux d'exhaure).

- Il faut vérifier l'horizontalité et l'étanchéité de la cuve (à part l'orifice de vidange).

- Il faut maintenir une hauteur de refoulement constante par rapport à la cuve et ceci dans les but de maintenir les pertes de charges constantes pour ne pas influencer le débit mesuré. (Installation d'une brouette, attacher le flexible à une madrille et le faire déplacer sur des tonneaux de même hauteur.

Remarque : Dans certains cas (faute de matériel par exemple : cassure ou perte d'un chronomètre, on pourra utiliser des méthodes estimatives. A titre d'exemple, on cite la méthode du jet à plein tube.



Il y a des abaques reliant D.Q.L donc connaissant D et L on peut déduire Q.

On peut aussi utiliser les méthodes des déversoirs : selon la forme du déversoir (en U, en V…. etc.), il y a des abaques donnant le débit en fonction de la hauteur de la lame d'eau (avoir cours sur les déversoirs).

Autre remarque :

Si la mesure du débit se fait à cuve et le débit très fort, on n'est pas obligé de remplir la cuve (introduction de beaucoup d'erreurs dues aux tourbillons). Pour cela, on fixe un temps arbitraire au chronomètre, laisser stabiliser dans la cuve puis mesurer la hauteur d'eau ce qui donnera le volume.

2) Mesures du niveau d'eau :

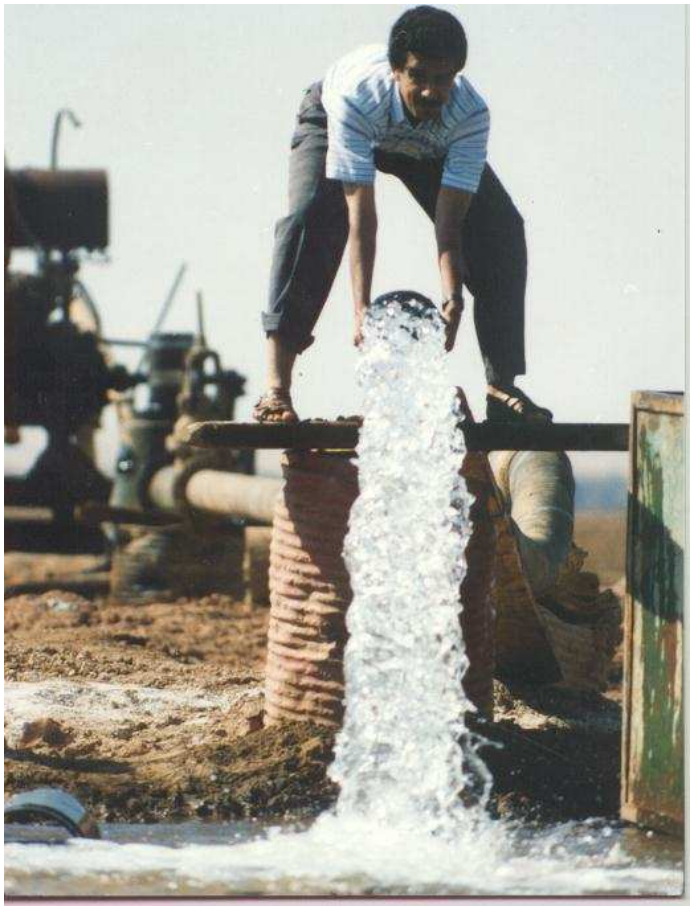
Les mesures de niveau sont faites au fur et à mesure du pompage moyennant un pas de temps croissant. Il y a un imprimé spécial dans lequel on reporte les mesures ou rabattement. (Rabattement = niveau instantané ou niveau dynamique – niveau statique).

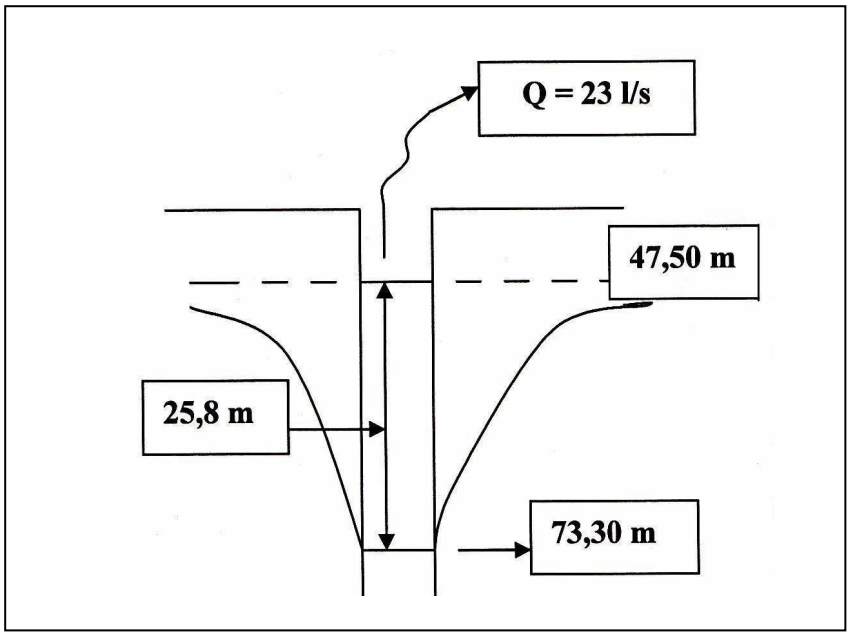
Les mesures se font à l'aide d'une sonde : c'est une toile en plastique graduée, il y a une ampoule qui fonctionne grâce à des piles : des que le bout de la sonde touche l'eau, la lampe s'allume, on lit directement la valeur du niveau d'eau. Il existe des sondes de 50 m .100 m.

Remarques : Pour une bonne interprétation de l'essai de pompage, la durée de l'essai doit être la plus longue possible : minimum de 24 heures. On peut faire des essais de 48 heures, 72 heures, 15 jours continus.

Essai de pompage en cours de réalisation

Essai de pompage au débit Q = 70 l/s





NP/Sol : 47,50m
Q = 23 l/s
durée : 11heures
rabattement : 25,8 m
remontée : 15 heures
rabattement résiduel : 16 cm

Exemple de mesures lors d'un essai de pompage

t (secondes)	s (m)	(s/Q) m/m3/s
120	16,8	730
240	19	826
360	19,9	865
480	20,8	904
600	21,35	928
720	21,75	946
840	22,1	961
960	24,4	1061
1080	22,65	985
1200	22,95	998
1500	23,27	1012
1800	23,58	1025
2100	23,85	1037
2400	23,95	1041
2700	23,95	1041
3000	23,97	1042
3300	24	1043
3600	24,04	1045
4200	24,1	1048
4800	24,2	1052
5400	24,35	1059
6000	25,7	1117

6600	26,06	1133
7200	26,1	1135
8100	26,26	1142
9000	26,4	1148
9900	26,48	1151
10800	26,48	1151
12600	26,5	1152
14400	26,55	1154
16200	26,45	1150
18000	26,4	1148
19800	26,45	1150
21600	26,2	1139
23400	26,25	1141
25200	26,24	1141
27000	26	1130
28800	25,95	1128
32400	25,93	1127
36000	25,87	1125
39600	25,8	1122

Interprétation des essais de pompage

I) Introduction :

Une fois qu'un essai de pompage est réalisé dans de bonnes conditions, on doit l'interpréter. L'interprétation a pour but :

- La détermination des paramètres hydrodynamiques de la nappe (T.S)
- La détermination des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On peut également parfois visualiser dans les courbes de l'essai, des phénomènes hydrogéologiques tel que la proximité d'une limité étanche, d'une faille …etc.

II/ - Détermination des paramètres hydrodynamiques :

II- 1 Méthode de la descente : Méthode de jacob.

La phase de pompage est appelée descente (car le niveau baisse).D'après jacob, la baisse de niveau ou rabattement pendant un instant t est donnée par la formule suivante : $s = (0,183\ Q/T) \log_{10} (2,25\ Tt/r^2\ S)$

Q = débit de pompage (doit être constant : ne pas dépasser 5% de variation)
T = Transmissivité
S = Coefficient d'emmagasinement.
r = Distance de l'ouvrage subissant le pompage à un piezomètre de contrôle (point d'eau quelconque).

La formule ci dessus peut également s'écrire

$s = (0,183\ Q/T)\ [[\log_{10} (2,25\ T/r^2\ /S)] + \log_{10} (t)]$

s= f log (t) est une fonction linéaire de pente théorique C= 0,183Q/C

En pratique, on représente les mesures (rabattement et temps) dans un papier semi- logarithmique(s en échelle arithmétique et t en échelle logarithmique. Les points obtenus doivent s'aligner plus ou moins sur une droite (surtout les derniers points). On trace alors cette droite et on calcule graphiquement sa pente C or C = 0 ,183Q/T
D'où T = 0,183Q/C

II-2- Méthode de la remontée : Méthode de theis :

Une fois le pompage terminé, le niveau d'eau dans l'ouvrage commence à remonter et on doit le suivre jusqu'à atteindre sa position initiale qui est le niveau statique (au repos). Soit s' le rabattement résiduel dans l'ouvrage ; s' = niveau instantané – niveau statique.

D'après theis, on a

$$s' = \frac{0.183\ Q}{T} \log_{10} \left(\frac{l+t}{t'}\right)$$

Avec :
t = durée totale de pompage

t'= durée écoulée après l'arrêt du pompage
De la même manière s'= f log (1 + t/t') est une droite de pente théorique C = 0,183Q/T

On reporte les points également sur le papier semi- log. Ce sont les points en bas de la courbe (les derniers points de mesure) qui s'ajustent le mieux sur une droite. Le calcul graphique de la pente permet le calcul de T.

En effet, C = 0,183 Q /T d'où **T = 0,183 Q/ C**

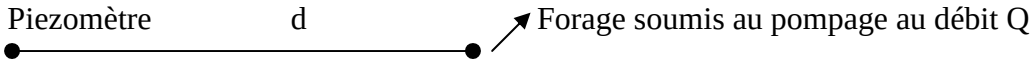
Remarque : la transmissivité obtenue lors de la descente est notée souvent T_d, celle de la remontée T_r. Théoriquement Td =Tr, en pratique Td<Tr. Tr est la valeur la plus significative vue que la nappe répond naturellement alors que pendant la descente, il y a des pertes de charges.

Autre remarque : En régime permanent et en nappe homogène et isotrope, T est donnée par la formule de dupuits, à savoir **T = 0,16 x log (R/r) x (Q/s)**

Avec (Q/s) = débit spécifique ; r = rayon du captage ; R = rayon d'action. On verra plus loin, la signification du rayon d'action. Cette formule est très peu utilisée car en pratique on n'a pas de régime permanent.

II.3) Calcul du coefficient d'emmagasinement :

Pour le calcul de S, il faut obligatoirement au moins un piézomètre



Dans le piezomètre, l'équation régissant la descente et la remonté et remontée est la même que pour le forage subissant le pompage. (Le piézomètre ne subit pas de pompage, il est seulement influencé par le pompage).

$$s = (0{,}183\ Q/T)\ \log_{10}\ (2{,}25\ Tt/r^2\ S)$$

Soit to, le temps au bout duquel le niveau d'eau commence à bouger dans le piezomètre. Pour t = to on a s = 0 d'où 2, 25 Tt0 / r^2 S = 1 ⟹ $S = 2{,}25\ Tt_0 / r^2$

II.4) Rayon d'action ou rayon d'influence :

Le rayon d'influence est le rayon à l'intérieur duquel tout ouvrage sera influencé par le pompage. D'après l'équation s = (0,183Q /T) $\log_{10}$ (2,25Tt/ r^2 S), si on fait s = 0, on aboutit à

$$R = 1{,}5 \sqrt{Tt_0} / S$$

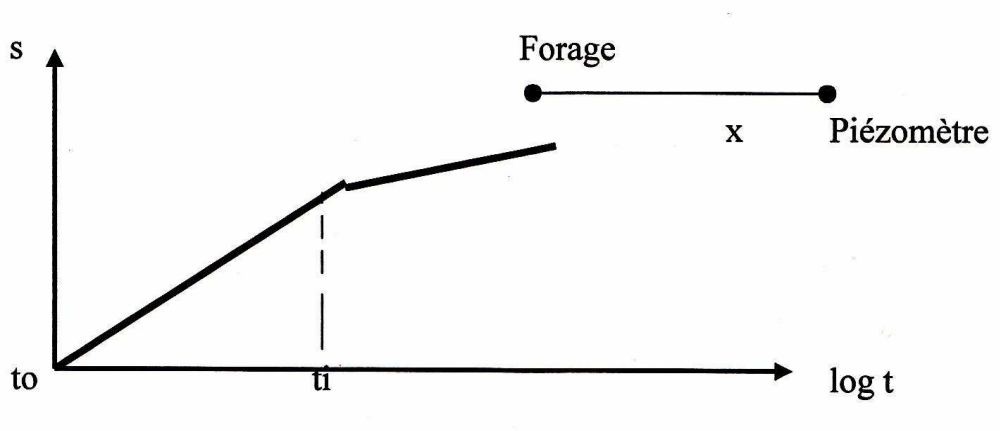
<u>Remarque</u> : l'équation de theis- jacob pour calculer T, S, R a des conditions de validité : **nappe captive infinie, homogène et isotrope et en régime transitoire.**

<u>Autre remarque</u> : la valeur de T renseigne sur la productivité du puits ou forage.

Ainsi, on peut donner à titre indicatif la correspondance suivante entre T et Q :

T (m^2/s)	Q (l/s)
10^{-5} à 10^{-4}	1 à 5
10^{-4} à 10^{-3}	5 à 20
10^{-3} à 10^{-2}	20 à 50
10^{-2} à 10^{-1}	50 à 100

II.5) <u>Proximité d'une condition aux limite</u> :



Lorsqu'il y a un dédoublement de pente sur la courbe du piézomètre, il s'agit de la proximité d'une condition aux limites : (limite étanche on a potentiel imposé).La distance théorique à cette condition aux limites est respectivement :

$$d = x/2 \sqrt{t_i / t_0} \quad ; \quad d = x/2 \sqrt{t_i / t_0} + x/2$$

II-6 <u>Autre méthode pour calculer T et S</u> :

C'est la méthode de theis ou encore méthode de w(u).

$W(u) = \int^{\infty} u\,(e^{-x}/x)\,dx$

$s = (Q/4\Pi T)\, W(u)$ avec $u = 4Tt/ r^2 / S$ avec r = distance forage_pièzo

Si u et t sont portés en graduation logarithmique, on aura :

Log (u) =log t + log (4T /r^2 S) donc t se déduit de u par une translation qui vaut log (4T /r^2 S)

En conséquence, avec du papier bi logarithmique, la courbe standard w (u) et la courbe expérimentale doivent pouvoir être superposées par simple translation, dans le sens des deux axes, d'une feuille de papier sur l'autre, en conservant toutefois le parallélisme des axes. Ayant trouvé le point de superposition des deux graphiques, l'identification est alors immédiate. On prend un point quelconque M du plan, pas nécessairement sur l'une quelconque des courbes et on exprime ses coordonnées suivant les deux systèmes :

$$M = \begin{cases} So \\ To \end{cases} \text{et} \begin{cases} wo \\ uo \end{cases}$$ par définition on peut écrire

$\boxed{T = (Q/4\Pi)\ (W_0 / S_0)}$ $\boxed{s = 4Tt_0 / r^2\ U_0}$ avec $S_0 = (Q/4\Pi T)\ W_0$ et $U_0 = 4Tt_0 / r^2\ S$

<u>Remarque</u> : il existe actuellement beaucoup de logiciels permettant l'interprétation d'un essai de pompage. (Exemple : aquifer test : voir courbes dans les pages suivantes)

III) <u>Conditions d'exploitation d'un ouvrage</u> :

Le calcul des conditions d'exploitation consiste à déterminer trois paramètres :

1- le débit d'exploitation.
2- la hauteur manométrique totale par rapport au sol (HMT/ Sol).
3- Calage de la pompe.

III-1 le <u>débit d'exploitation Oex</u> :

Il s'agit en fait de calculer le débit maximal que peut supporter un ouvrage sans dépasser un rabattement maximal admissible au niveau de l'aquifère sollicité.

On ne peut pas parler de débit d'exploitation d'un forage tant que celui- ci n'est pas bien développé (bien nettoyé et où il n'y a pas de colmatage de crépines : voir cours sur le développement dans les prochains chapitres).

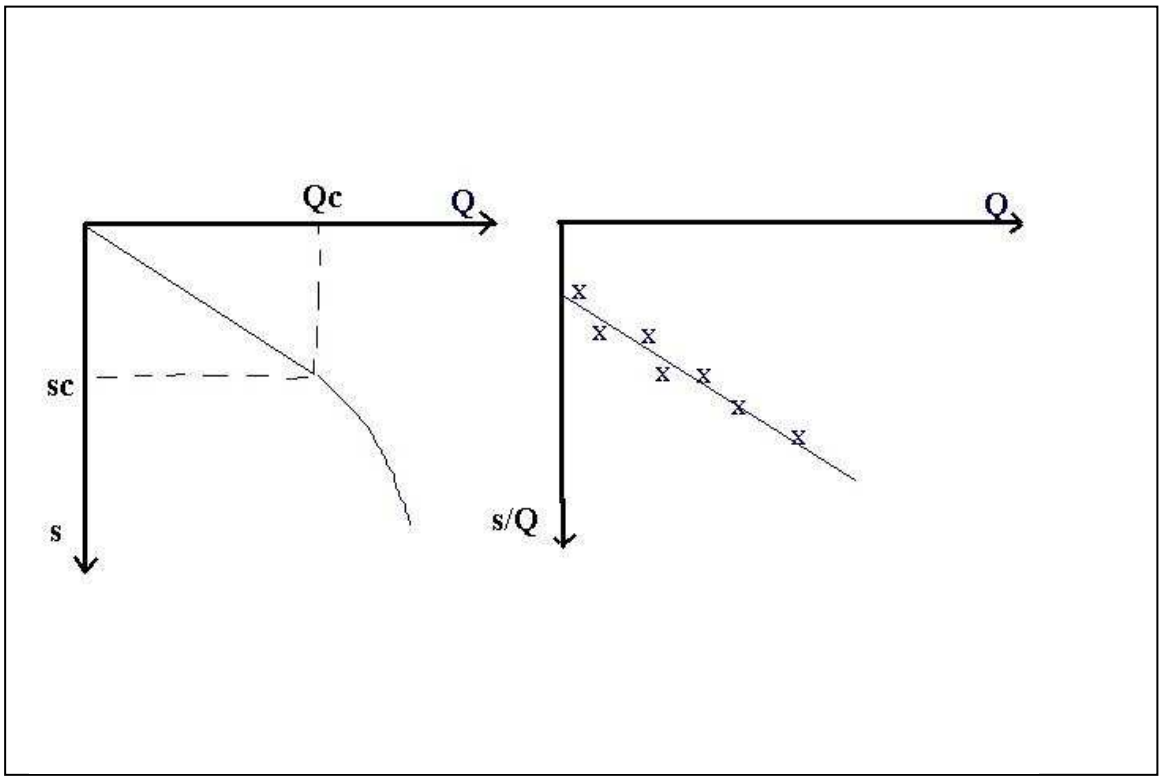
III-1-1 – <u>Tracé de la caractéristique du forage</u> :

Une fois le développement terminé, on fait des paliers de débits croissants et enchaînés jusqu'à obtention de l'eau claire. On mesure le rabattement final pour chaque débit. Ceci permet donc d'avoir des couples (Qi, Si) et par conséquent on peut tracer la courbe s = f (Q) appelée courbe caractéristique du forage.

La caractéristique à généralement l'équation suivante : $\boxed{S = AQ^2 + BQ}$

$$\boxed{S/Q = AQ + B}$$

Ou encore



Qc = Débit critique : point de transition entre le tronçon linéaire de la courbe et le tronçon parabolique.

Sc = Rabattement critique

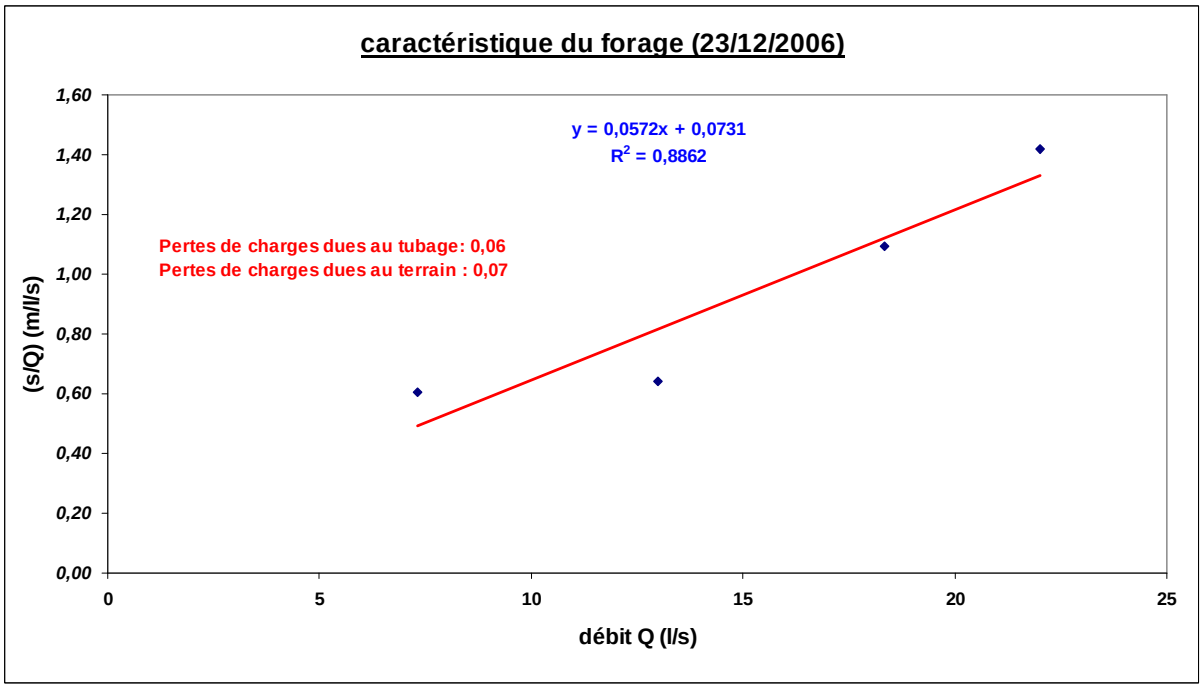
A représente les pertes de charges dues à l'équipement du forage (tubage, crépine …) B représente les pertes de charges au niveau du terrain. Les deux termes A et B sont calculés graphiquement. C'est pour cela qu'il est commode d'avoir la courbe S/Q = AQ +B.

La perte de charge linéaire est provoquée par l'écoulement laminaire dans l'aquifère au voisinage du puits (loi de Darcy).

La perte de charge quadratique est provoquée par l'écoulement turbulent dans l'ouvrage. En fait le développement d'un forage à pour but de minimiser les termes A et B.

Remarque : Pendant le tracé de la caractéristique, on a l'avantage de voir au cours des paliers, le débit maximal pouvant être soutenu par le forage sans dénoyer les crépines et avec lequel on peut faire l'essai de pompage.

Exemple pratique d'une caractéristique de forage



III-1-2 Calcul du débit d'exploitation :

- Il faut d'abord se fixer un rabattement maximal admissible selon des considérations hydrogéologiques régionales (notamment l'état d'exploitation instantanée de l'aquifère) et également tenir compte des rabattements observés lors de la caractéristique.
- Connaissant les coefficients A et B, on peut calculer le débit d'exploitation Qex maximal de l'ouvrage à partir de l'équation

$$\frac{Sm}{Qex} = AQex + B$$

Sm = rabattement maximal admissible.

On peut également calculer Qex en prolongeant la courbe S/Q jusqu'à 10 ans ou 15 ans par exemple.

III. 2 Hauteur manométrique totale par rapport au sol :

Comme on l'avait vu dans le cours sur les pompes centrifuges, celles – ci sont caractérisées par deux valeurs, débit et hauteur manométrique.

HMT = niveau statique +Sm+fluctuations interannuelles de la nappe +AH (pertes de charges dues au pompage).

Remarque : Le HMT calculé ici correspond uniquement à la sortie de l'eau jusqu'au niveau de sol, pour l'utilisateur, il doit faire ses calculs en matière de hauteur du château d'eau ou autres et ajouter ce chiffre au HMT calculé précédemment.

III.3 Calage de la pompe :

Cette donnée concerne la profondeur du dernier point au niveau des éléments de la pompe. Ceci est important car il ne faut pas dénoyer la crépine de la pompe, auquel cas, la pompe tournerait à vide. En pratique, calage pompe = HMT / Sol + 5 à 10 m de sécurité.

Il faut aussi éviter à ce que la crèpine de la pompe soit placée en face d'un tubage crèpinè car il y aurait une sollicitation d'élements fins dont l'effet serait l'ensablement de la crèpine de la pompe.

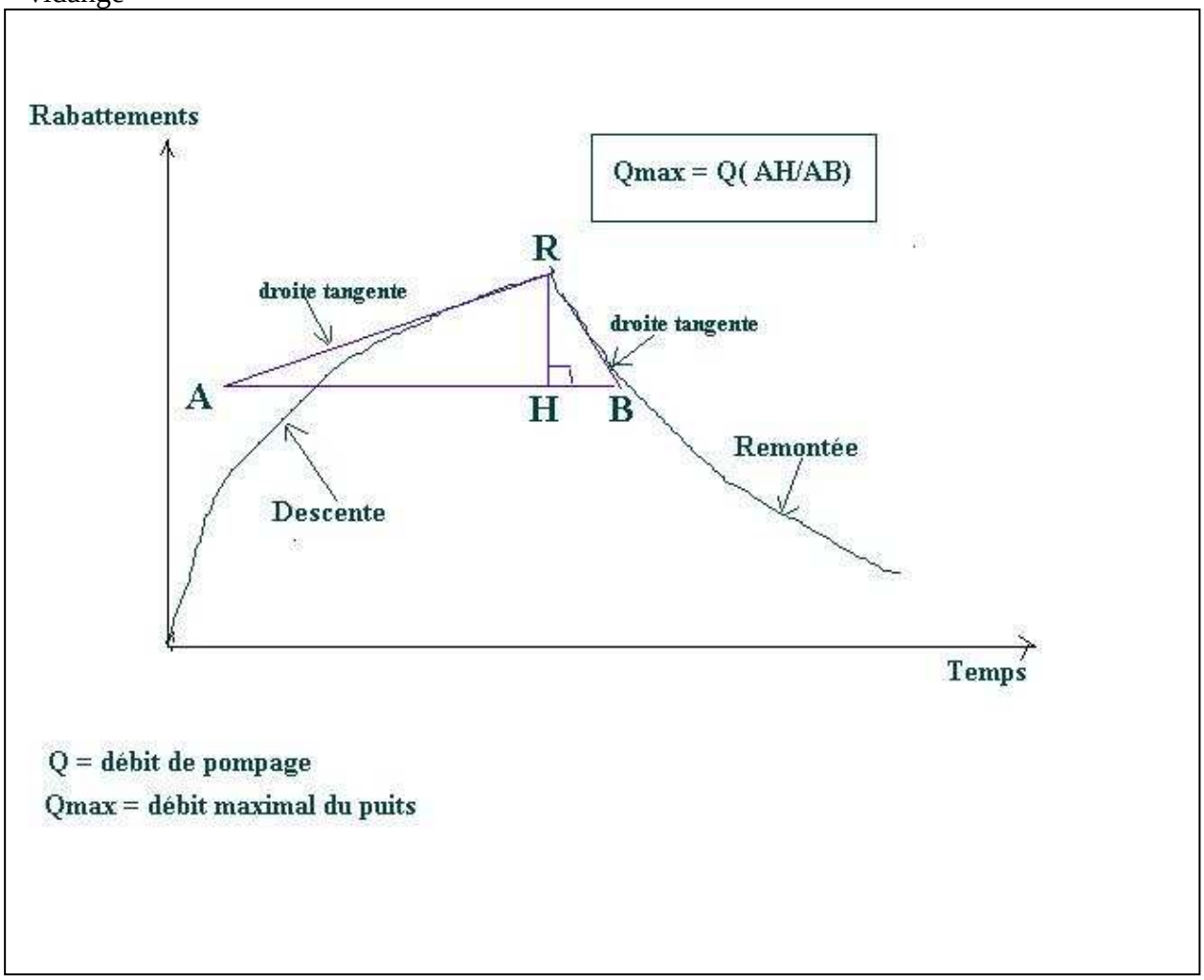
Remarques : Pour l'utilisateur, les données essentielles au niveau d'un forage sont les trois éléments précédemment cités : débit d'exploitation Qex, HMT/ Sol, calage pompe.

- Il se peut qu'un débit d'exploitation soit de 40l/s par exemple, les besoins de 10l/s par exemple, dans ce cas on pourra équiper le forage avec une pompe pouvant débiter 40l/s, mais jouer sur les temps de pompage.
- Connaissant Qex et HMT on peut calculer la puissance nécessaire au pompage

P (kw) = 9, 8 x Q (m3/s x H (m)/ρ

IV) Méthode de Porchet pour les puits à débit faible :

Cette méthode consiste à calculer le débit d'exploitation d'un puits à partir d'une opération de vidange

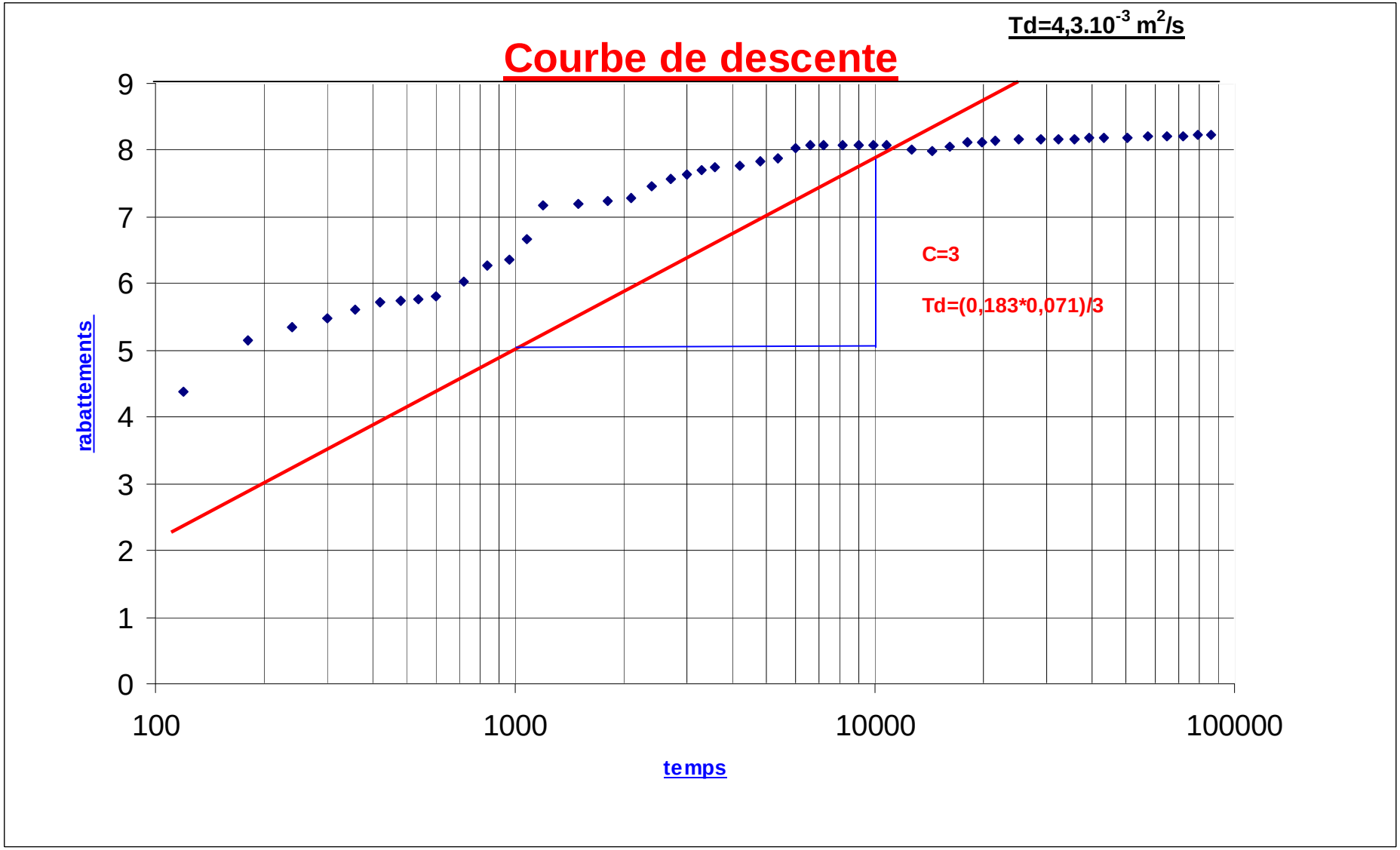


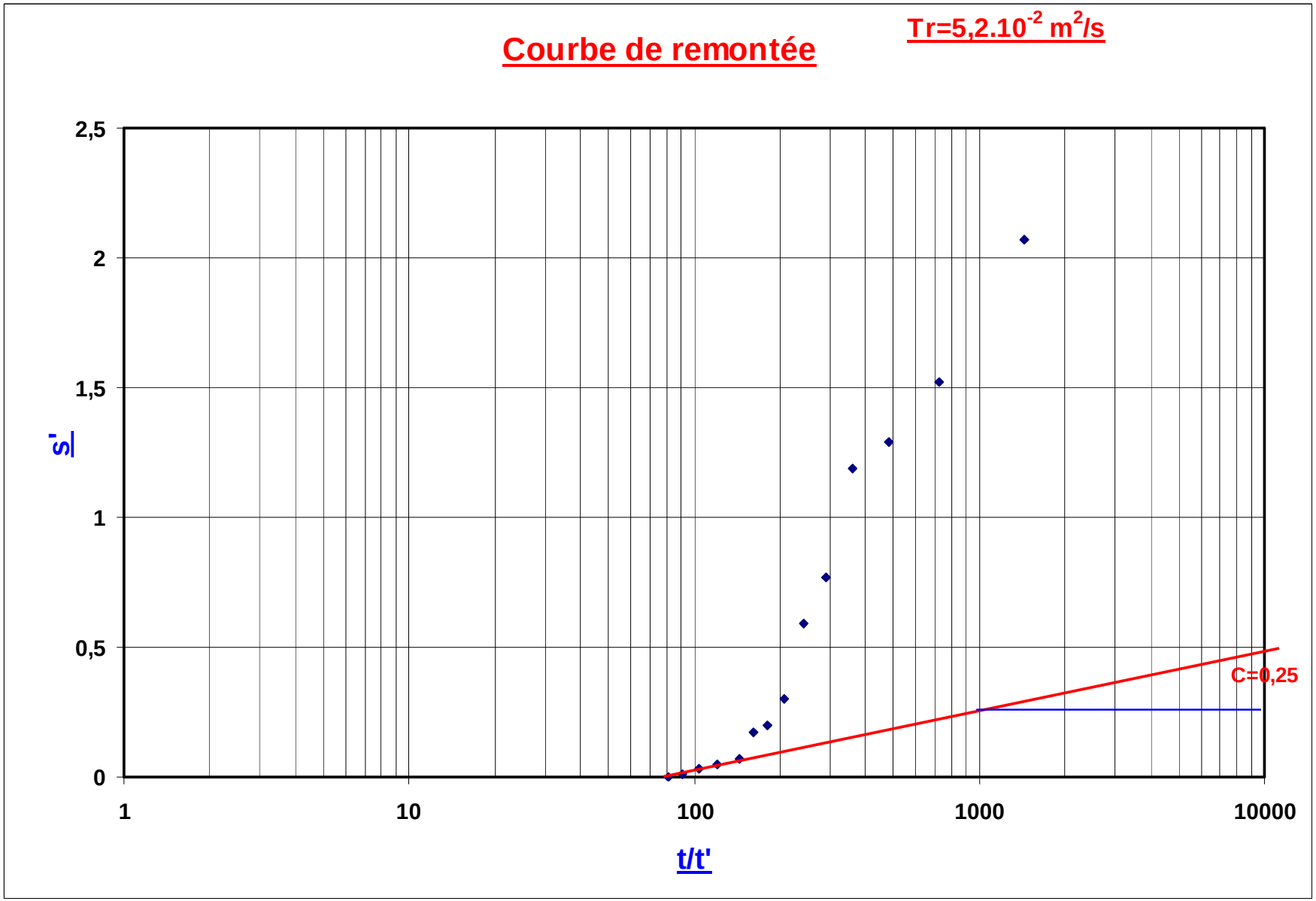
Niveau statique : 25 m

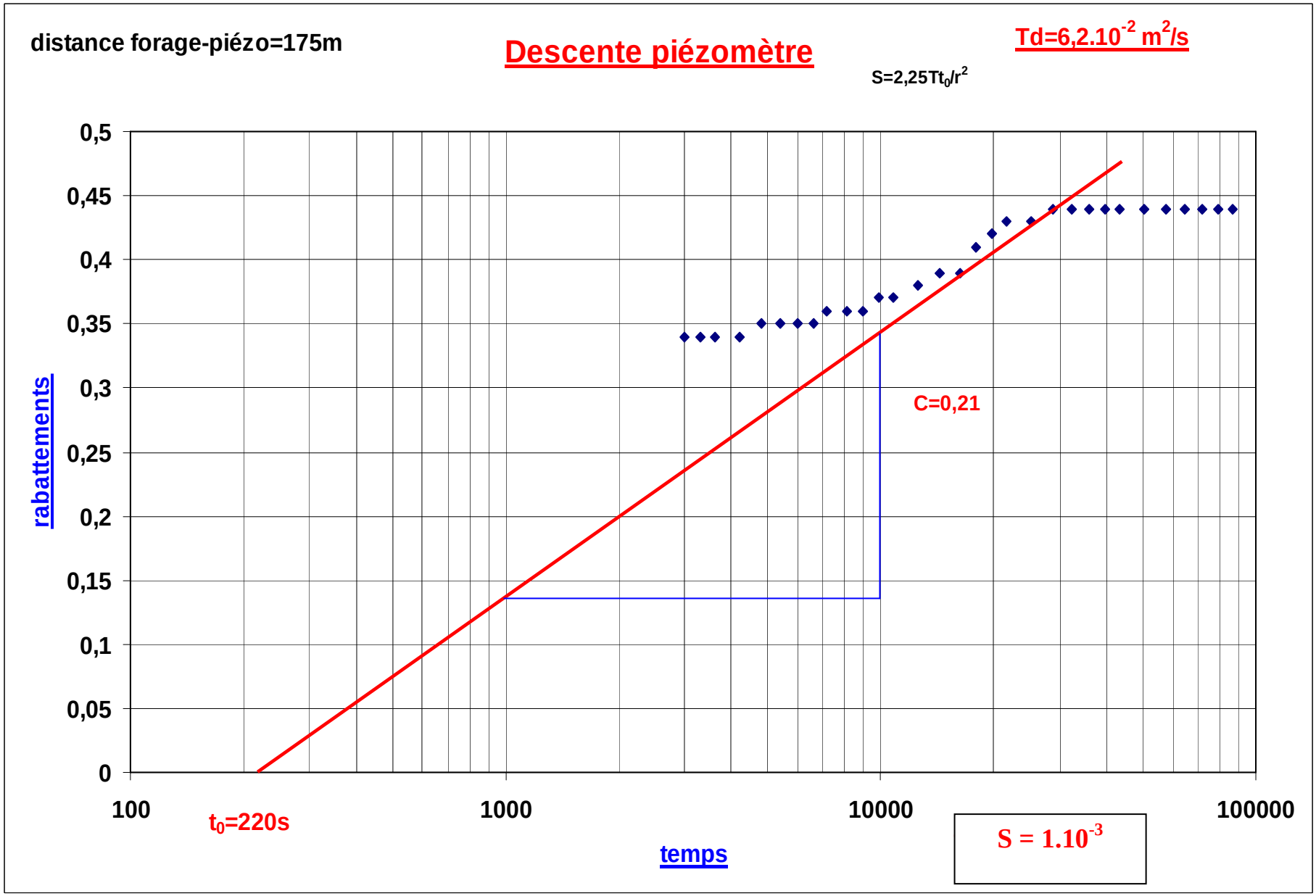
Profondeur du forage : 90 m

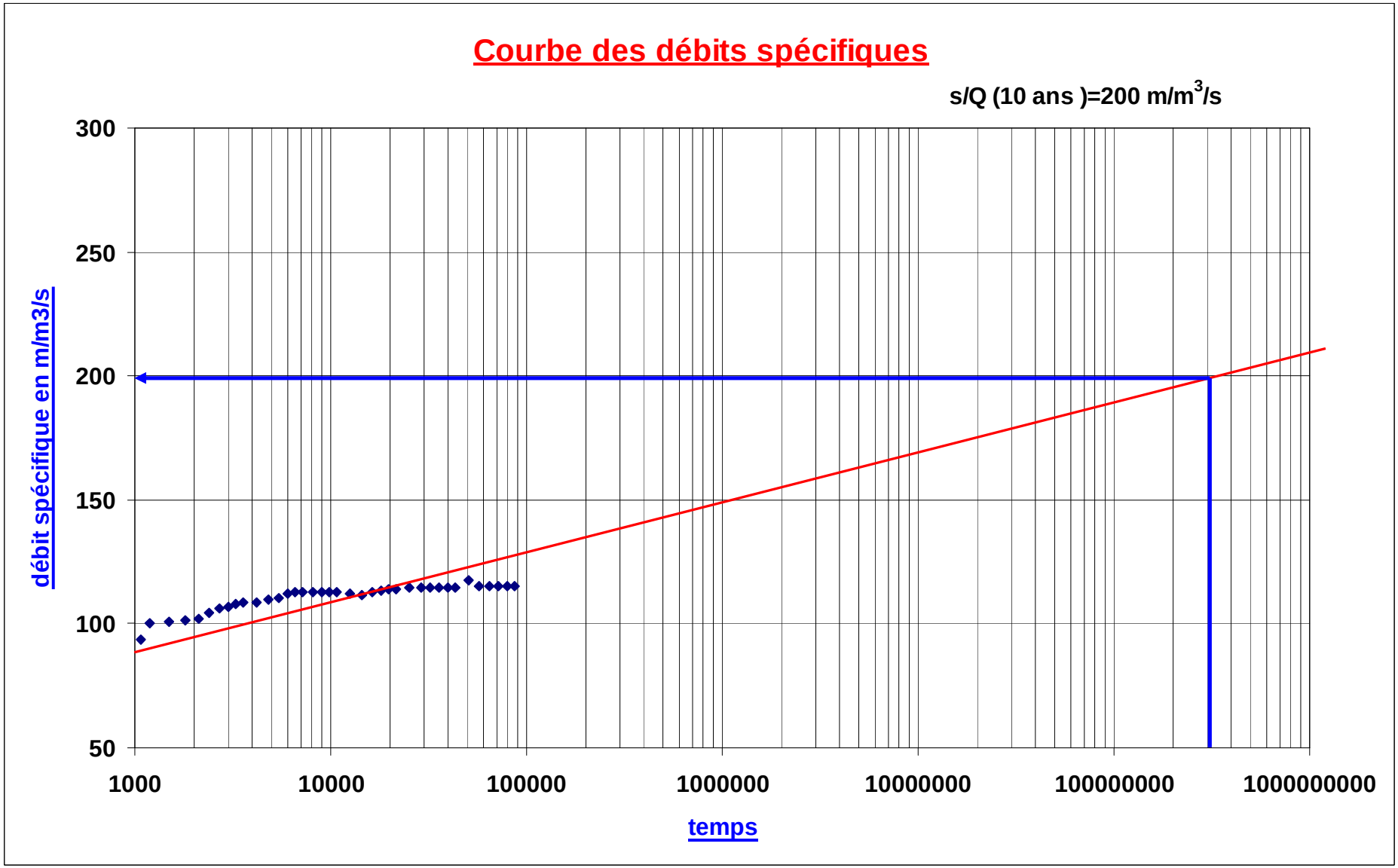
Exemple d'essais de pompage : Forage destiné à l'irrigation, Débit d'essai : 70 l/s

t (secondes)	niveau dynamique	s (m): forage	s/Q (m/m3/s)	s (m) : piézomètre	t/t'	s' (m): forage
60	27,95	2,95	41,3		1441	2,07
120	29,37	4,37	61,2		721	1,52
180	30,16	5,16	72,3		481	1,29
240	30,35	5,35	74,9		361	1,19
300	30,47	5,47	76,6		289	0,77
360	30,62	5,62	78,7		241	0,59
420	30,72	5,72	80,1		206	0,3
480	30,74	5,74	80,4		181	0,2
540	30,77	5,77	80,8		161	0,17
600	30,82	5,82	81,5		145	0,07
720	31,04	6,04	84,6		121	0,05
840	31,27	6,27	87,8		104	0,03
960	31,37	6,37	89,2		91	0,01
1080	31,67	6,67	93,4		81	0
1200	32,17	7,17	100,4			
1500	32,19	7,19	100,7			
1800	32,25	7,25	101,5			
2100	32,28	7,28	102			
2400	32,47	7,47	104,5			
2700	32,57	7,57	106			
3000	32,64	7,64	107	0,34		
3300	32,71	7,71	108	0,34		
3600	32,75	7,75	108,5	0,34		
4200	32,77	7,77	108,8	0,34		
4800	32,83	7,83	109,7	0,35		
5400	32,87	7,87	110,2	0,35		
6000	33,03	8,03	112,5	0,35		
6600	33,07	8,07	113	0,35		
7200	33,07	8,07	113	0,36		
8100	33,07	8,07	113	0,36		
9000	33,07	8,07	113	0,36		
9900	33,07	8,07	113	0,37		
10800	33,07	8,07	113	0,37		
12600	33,02	8,02	112,3	0,38		
14400	32,99	7,99	111,9	0,39		
16200	33,05	8,05	112,9	0,39		
18000	33,11	8,11	113,6	0,41		
19800	33,13	8,13	113,9	0,42		
21600	33,15	8,15	114,1	0,43		
25200	33,16	8,16	114,3	0,43		
28800	33,17	8,17	114,4	0,44		
32400	33,17	8,17	114,4	0,44		
36000	33,17	8,17	114,4	0,44		
39600	33,19	8,19	114,7	0,44		
43200	33,19	8,19	114,7	0,44		
50400	33,19	8,19	117,7	0,44		
57600	33,21	8,21	115	0,44		
64800	33,21	8,21	115	0,44		
72000	33,21	8,21	115	0,44		
86400	33,23	8,23	115,3	0,44		


Td=4,3.10-3 m2/s
Courbe de descente
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
rabattements
C=3
Td=(0,183*0,071)/3
100
1000
10000
100000
temps


Courbe de remontée
Tr=5,2.10-2 m2/s
2,5
2
1,5
1
0,5
0
s'
1
10
100
1000
10000
t/t'
C=0,25


distance forage-piézo=175m
Descente piézomètre
Td=6,2.10-2 m2/s
S=2,25Tt0/r2
0,5
0,45
0,4
0,35
0,3
0,25
0,2
0,15
0,1
0,05
0
rabattements
C=0,21
100
1000
10000
100000
t0=220s
temps
S = 1.10-3


Courbe des débits spécifiques
s/Q (10 ans)=200 m/m3/s
300
250
200
150
100
50
débit spécifique en m/m3/s
1000
10000
100000
1000000
10000000
100000000
1000000000
temps

Calcul des conditions d'exploitation :

1) débit maximal d'exploitation :

Rabattement maximal admissible : 5 m (donnée hydrogéologique)
$5/Q_{ex} = 200$ soit $\mathbf{Q_{exp}}$ **= 25 l**/s (étalé sur 10 ans)

2) HMT/sol :

Niveau statique : 25 m , s = 5m, en adoptant des fluctuations interannuelles de la nappe de 1m et également des pertes de charges totales de 1m pour l'écoulement de l'eau dans le corps de la pompe, on aura **HMT /sol = 25 + 5 +1 + 1 = 32m**

3) calage de la pompe :

Compte tenu de la profondeur du forage, on peut caler la pompe vers **35 m**

Autre Exemple : projet touristique dans la région de Marrakech :

Puits P1
Date : 30/06/2011
PT : 57,80 m
NP/SOL : 47,60m
Calage pompe : 56,50 m
débit de pompage : 10 l/s
durée de pompage : 24 heures

t (secondes)	ND (m)	s (m)	(s/Q) (m/m3/s)
120	47,9	0,3	30
180	48,1	0,5	50
240	48,25	0,65	65
300	48,45	0,85	85
360	48,65	1,05	105
420	49,8	2,2	220
480	49,85	2,25	225
540	49,9	2,3	230
600	50	2,4	240
720	50,1	2,5	250
840	50,21	2,61	261
960	50,3	2,7	270
1080	50,31	2,71	271
1200	51,45	3,85	385
1500	51,65	4,05	405
1800	51,8	4,2	420
2100	52,05	4,45	445
2400	52,36	4,76	476
2700	52,7	5,1	510
3000	53	5,4	540
3300	53,2	5,6	560
3600	53,55	5,95	595
4200	53,8	6,2	620
4800	54	6,4	640

5400	**54,2**	**6,6**	**660**
6000	**54,35**	**6,75**	**675**
6600	**54,42**	**6,82**	**682**
7200	**54,5**	**6,9**	**690**
8100	**54,58**	**6,98**	**698**
9000	**54,67**	**7,07**	**707**
9900	**54,69**	**7,09**	**709**
10800	**54,72**	**7,12**	**712**
12600	**54,75**	**7,15**	**715**
14400	**54,78**	**7,18**	**718**
16200	**54,8**	**7,2**	**720**
18000	**54,82**	**7,22**	**722**
19800	**54,84**	**7,24**	**724**
21600	**54,86**	**7,26**	**726**
25200	**54,89**	**7,29**	**729**
28800	**55**	**7,4**	**740**
32400	**55,05**	**7,45**	**745**
36000	**55,1**	**7,5**	**750**
39600	**55,15**	**7,55**	**755**
43200	**55,17**	**7,57**	**757**
50400	**55,2**	**7,6**	**760**
57600	**55,2**	**7,6**	**760**
64800	**55,2**	**7,6**	**760**
72000	**55,2**	**7,6**	**760**
79200	**55,2**	**7,6**	**760**
86400	**55,2**	**7,6**	**760**

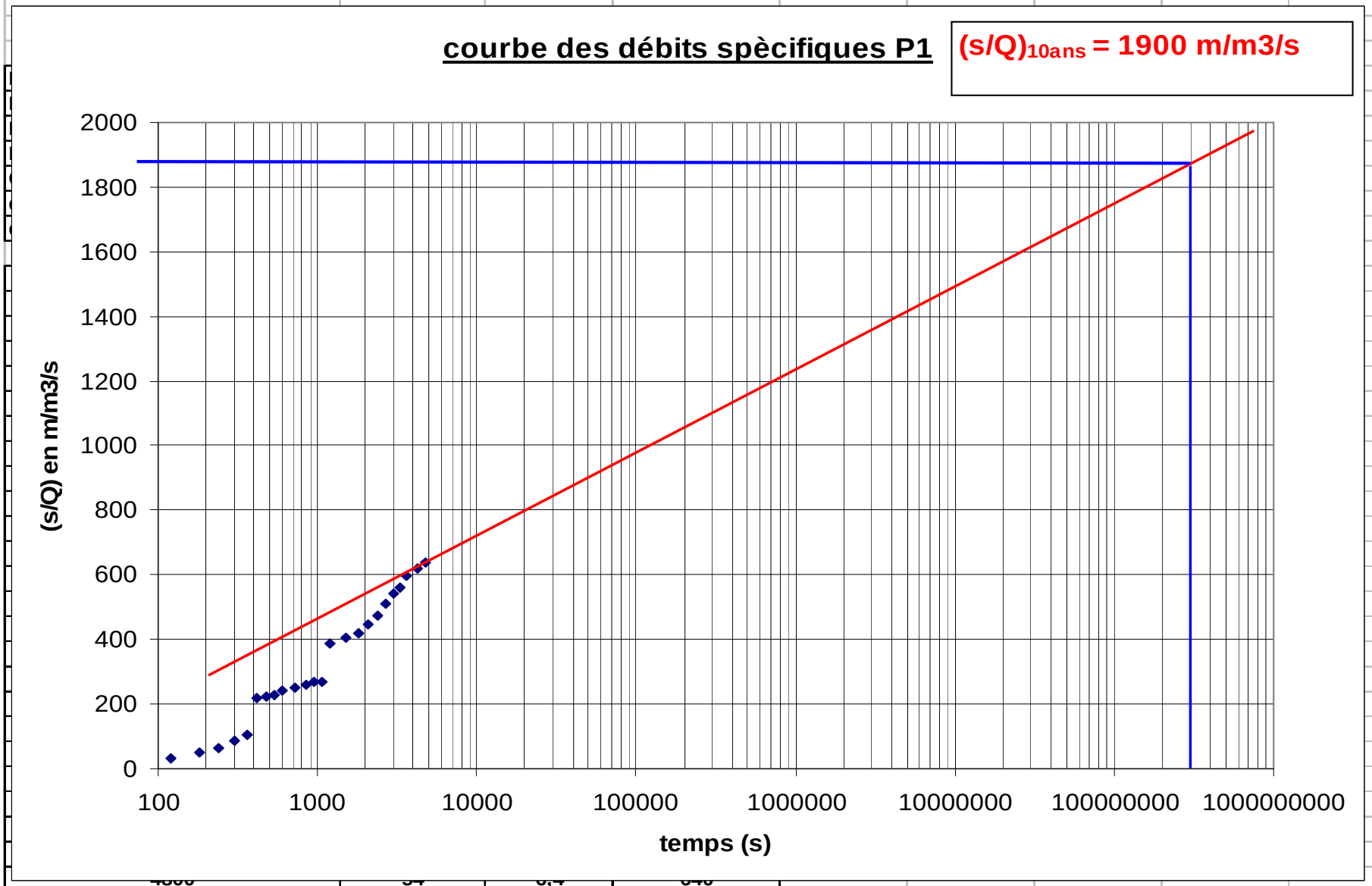
Résultats obtenus :

- La courbe des débits spécifiques pour une période d'exploitation de **10 ans** (extrapolation de la courbe), donne une valeur de **1900 m/m3/s.** si on fixe un rabattement maximal admissible de 5m, le débit sera (5/Q) = 1900, soit **Q = 3 l/s (débit fictif continu).** Si on adopte un planning de pompage de 10h/24h, on aura Q_{exp} x 10/24 = 3, on obtient **Qexp = 7 l/s.**

Le calage de la pompe sera fixé à 56m, le HMT/ sol (hauteur manométrique totale par rapport au sol) sera de 57m.

Remarque :

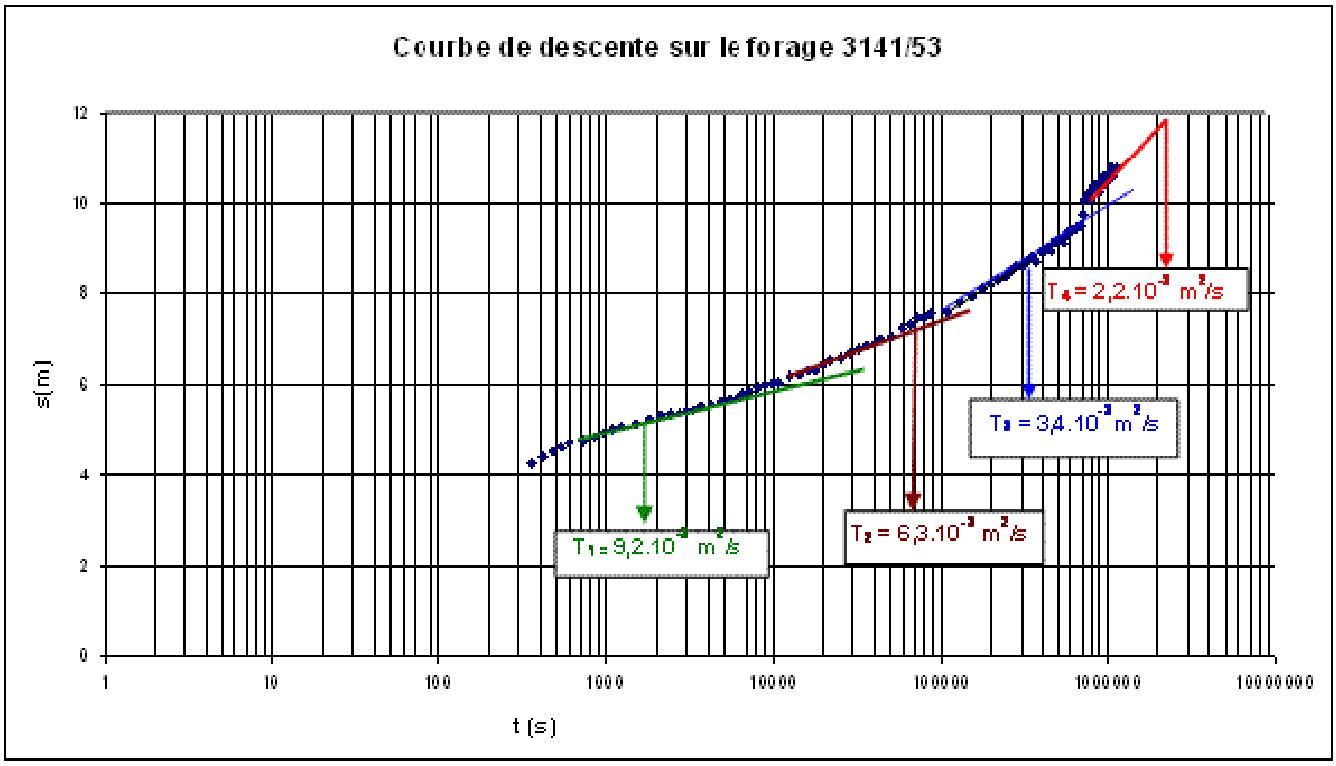
- **On entend par débit d'exploitation maximal, le débit équipé maximal, c'est-à-dire le débit de la pompe qui sera installée par le promoteur dans le puits. Il est sous entendu que ce débit sera plus ou moins maintenu constant pendant une période d'exploitation. Pour notre cas, cette durée a été fixée à 10 ans.**


courbe des débits spècifiques P1
(s/Q)10ans = 1900 m/m3/s
(s/Q) en m/m3/s
2000
1800
1600
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
100
1000
10000
100000
1000000
10000000
100000000
1000000000
temps (s)

V) Essai de pompage et vidange de réservoir :

Lorsque le milieu aquifère n'est pas bien connu, il est toujours intéressant de faire un essai de pompage de longue durée (1 semaine, 10 jours, 15 jours, 1mois…). Ceci à l'avantage de montrer à travers la concavité de la courbe de descente s'il s'agit d'un réservoir fossile ou un aquifère renouvelable. Lorsque la concavité est tournée vers le haut avec une droite de Jacob de pente tendant vers l'infini (droite verticale), il s'agit bien d'un réservoir qu'on est entrain de vidanger.

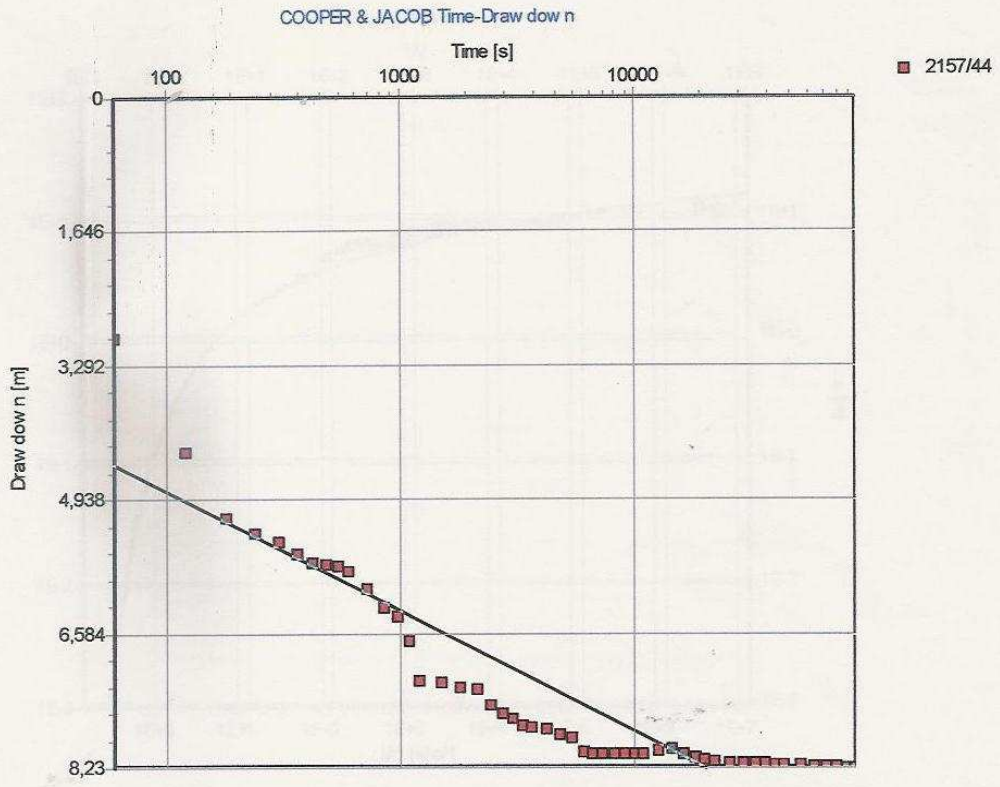
Exemple d'essai de longue durée (15 jours) mettant en évidence une vidange



Waterloo Hydrogeologic, Inc. 180 Columbia St. Unit 1104 Waterloo, Ontario, Canada Phone: +1 519 746 1798	**Pumping test analysis** No: 1 Project: irrigation par systémes pivot Client: DPA

Location: Bahira centrale	Pumping test: 2157/44	Pumping well: 215

Test performed by: gouzrou Test date: 18/04/06	Evaluated by: Evaluation date: 18/04/06
Analysis method: COOPER & JACOB Time-Drawdown	Aquifer thickness: 40 [m] Discharge rate: 0,071 [m³/s]



Transmissivity: 8,83×10^-3 [m²/s]

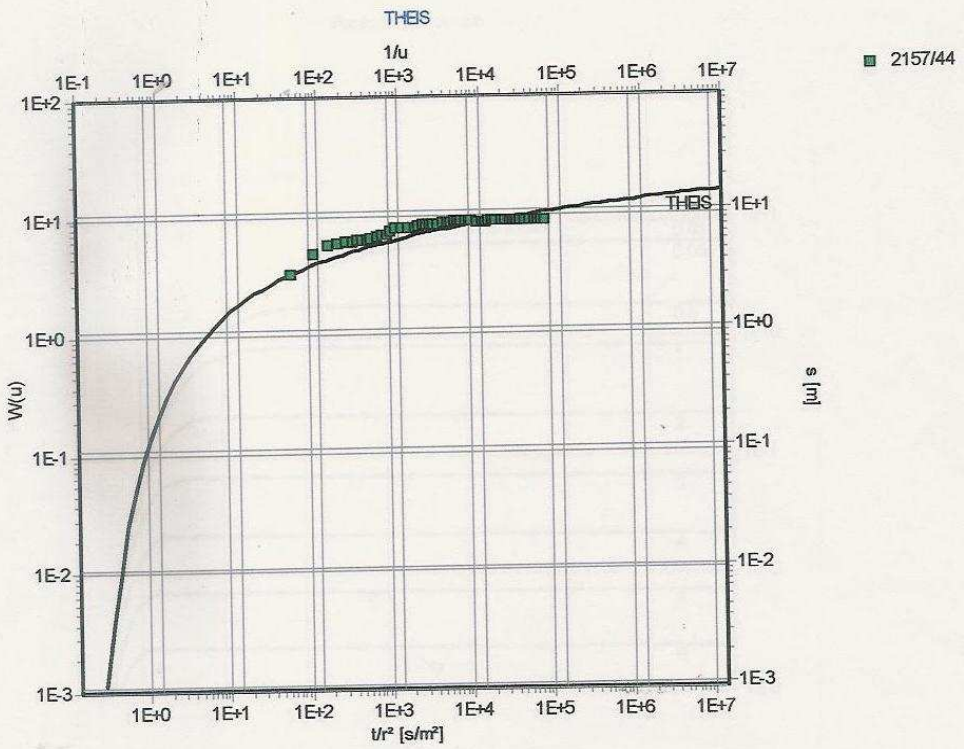
Conductivity: 2,21×10^-4 [m/s]

Exemple de calcul avec le logiciel aquifer test

Waterloo Hydrogeologic, Inc. 180 Columbia St. Unit 1104 Waterloo, Ontario, Canada Phone: +1 519 746 1798	**Pumping test analysis** No: 1 Project: irrigation par systémes pivot Client: DPA

Location: Bahira centrale	Pumping test: 2157/44	Pumping well: 215

Test performed by: gouzrou Test date: 18/04/06	Evaluated by: Evaluation date: 18/04/06
Analysis method: THEIS	Aquifer thickness: 40 [m] Discharge rate: 0,071 [m³/s]



Transmissivity: 6,17×10^-3 [m²/s]

Conductivity: 1,54×10^-4 [m/s]

Storativity: 3,39×10^-2

Exemple de calcul avec le logiciel aquifer test

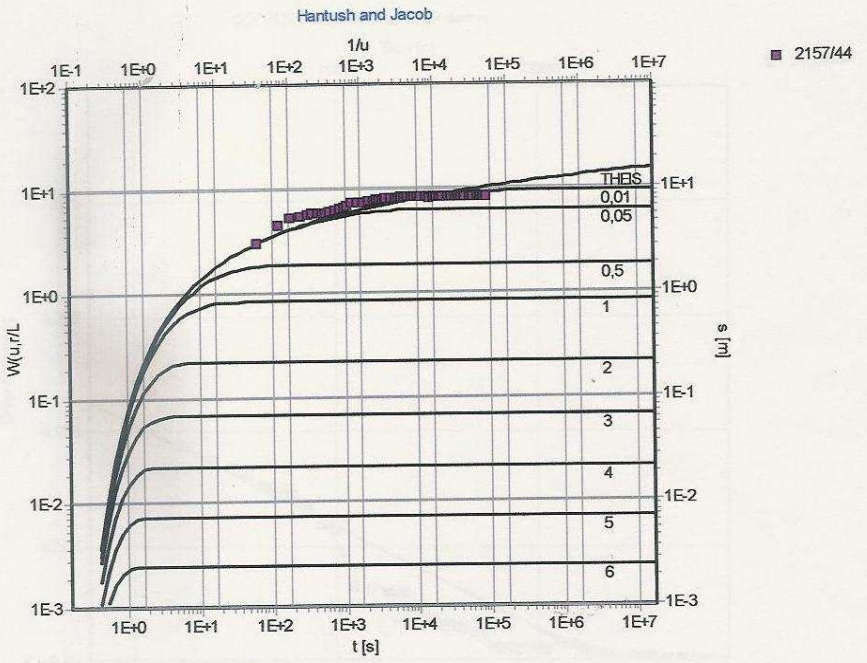
Waterloo Hydrogeologic, Inc.
180 Columbia St. Unit 1104
Waterloo, Ontario, Canada
Phone: +1 519 746 1798

Pumping test analysis

No:	1
Project:	irrigation par systémes pivot
Client:	DPA

Location: Bahira centrale	Pumping test: 2157/44	Pumping well: 215

Test performed by: gouzrou Test date: 18/04/06	Evaluated by: Evaluation date: 18/04/06
Analysis method: Hantush and Jacob	Aquifer thickness: 40 [m] Discharge rate: 0,071 [m³/s]



Conductivity: 1,46×10^-4 [m/s]

Exemple de calcul avec le logiciel aquifer test

Les cartes thématiques des ressources en eau

I) Introduction :

La connaissance et la maîtrise des ressources en eau au niveau d'un aquifère passe par une cartographie précise de toutes ses caractéristiques. De tels documents sont indispensables pour une bonne exploitation et gestion des ressources en eau souterraine. Il est à rappeler que les cartes dressées représentent l'état de l'aquifère à un instant t, aussi il faut être prudent si on veut se baser sur ces cartes pour un projet ou aménagement donné.

II) Cartes usuelles :

Les cartes communément tracées et utilisées sont comme suit :

- carte des points d'eau.
- cartes piézométriques.
- Carte des profondeurs de la nappe ou encore carte des isobathes.
- Carte du substratum de la nappe.
- Carte des épaisseurs de la nappe.
- Carte des perméabilités ou transmissivités de la nappe.
- Carte des conductivités électriques de l'eau ou des résidus secs.
- Cartes de répartition des coefficients d'emmagasinement.
- Carte des prélèvements par pompage.
- Cartes des teneurs en nitrates ou sulfates (en fonction de la nature des problèmes posés)

Il est important de mentionner toujours la nappe ainsi que la date correspondant à une carte thématique donnée.

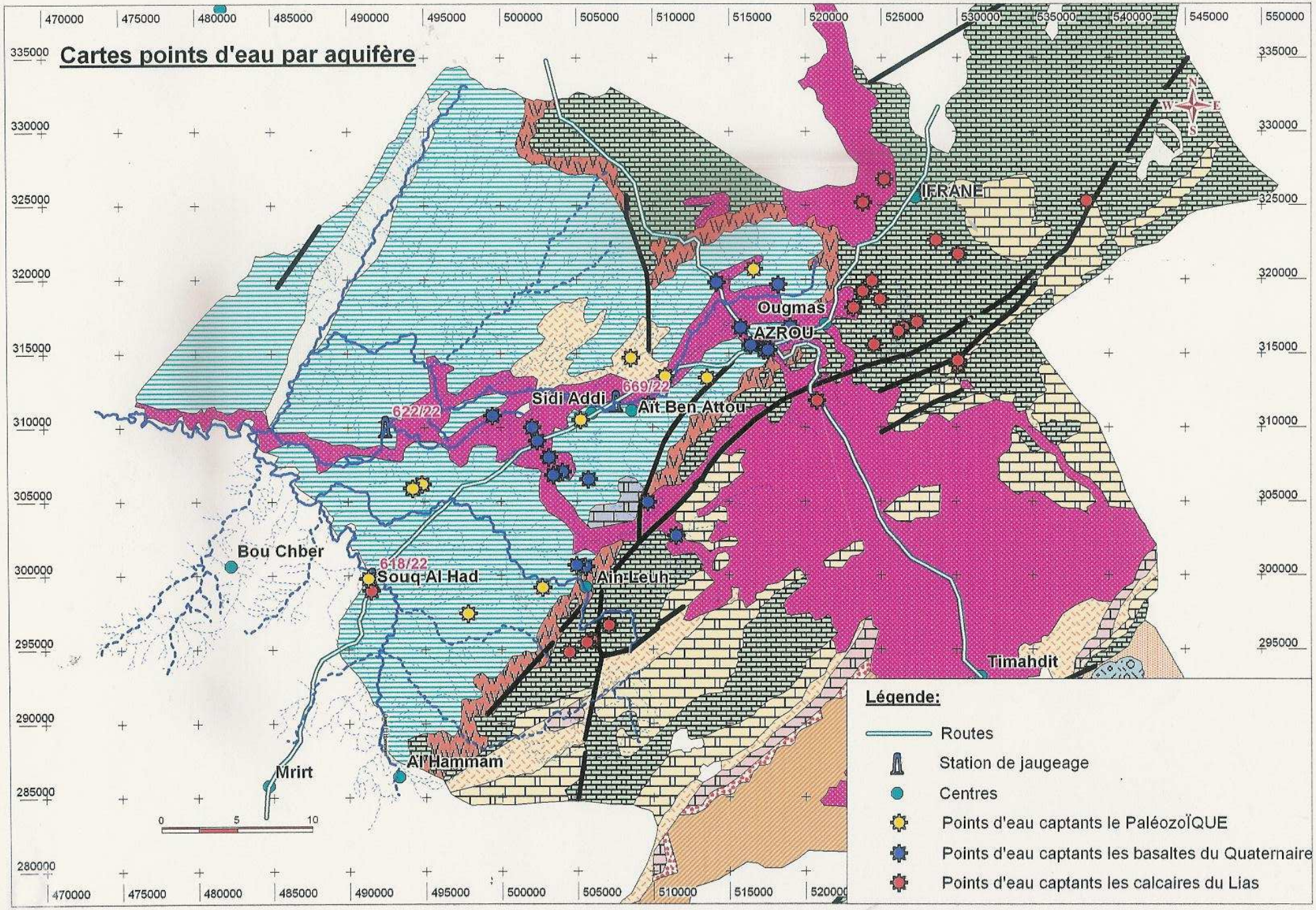
Actuellement et grâce au progrès informatique, on réalise des SIG de ressources en eau (système d'informations géographiques) sous Arcview ou Mapinfo….il suffit d'avoir un fond topographique digitalisé ainsi que des bases de données relatives aux différents paramètres hydrogéologiques pour faire sortir les cartes thématiques aux formats et échelles voulus. On constitue ainsi un Atlas des ressources en eau.

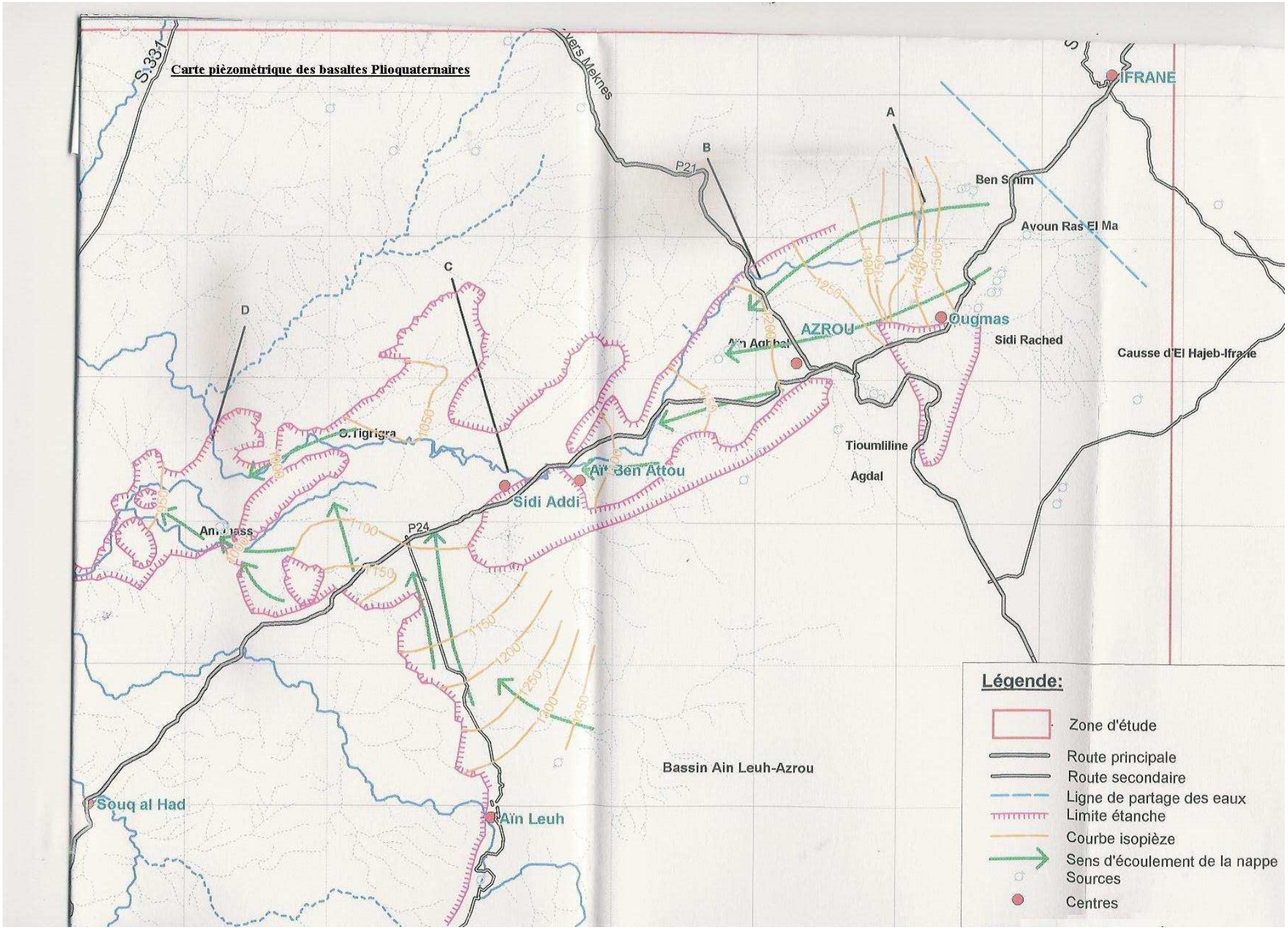
III) Exploitation du fond cartographique :

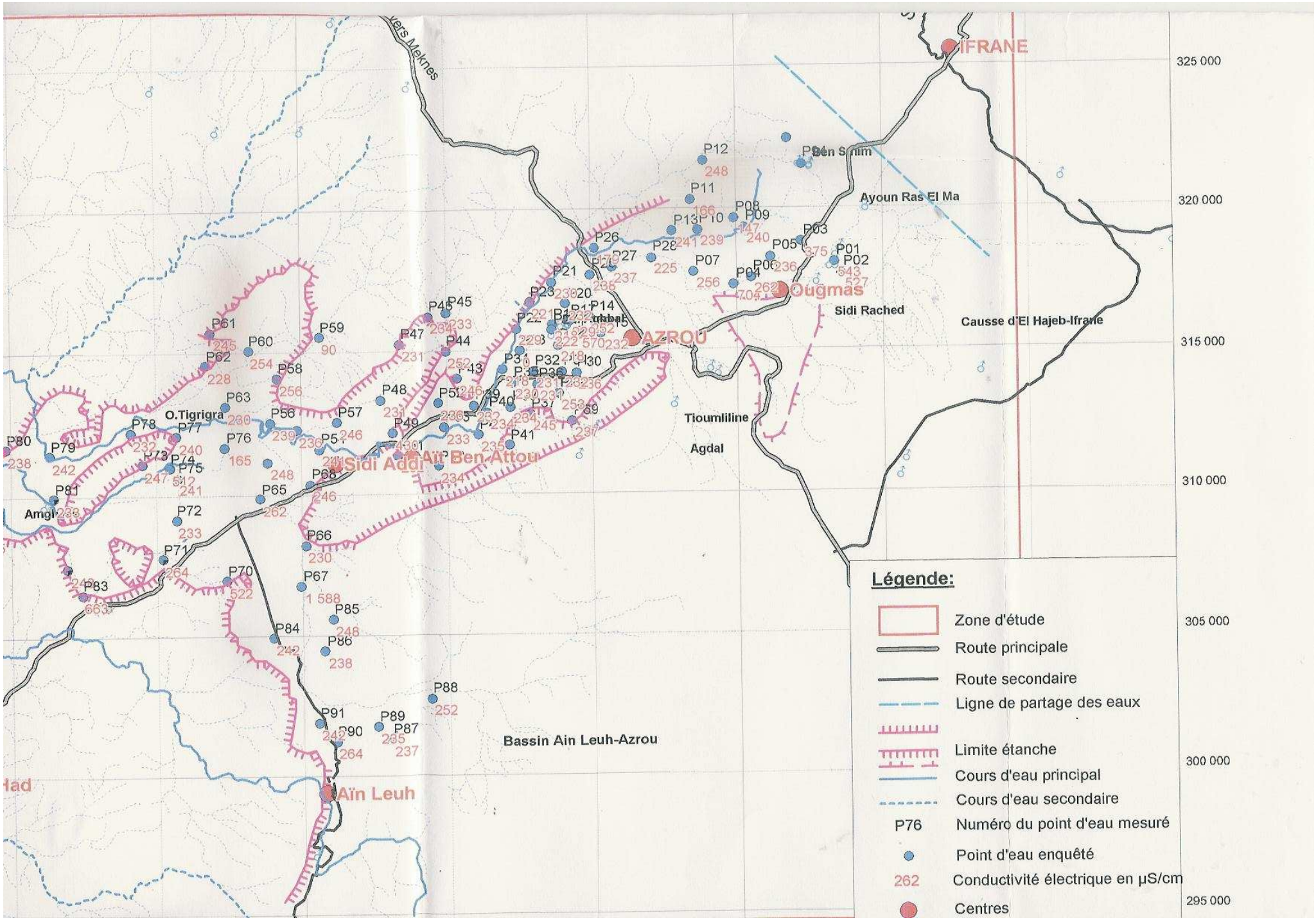
En fait les cartes précédemment citées doivent être actualisées au fur et à mesure du temps, l'exploitation du fond cartographique se fait à deux niveaux :

- le suivi et l'évolution aussi bien quantitative que qualitative des ressources en eau et ce pour une gestion rationnelle de l'eau vis-à-vis des prélèvements par pompage.
- L'implantation de puits ou forages pour mobiliser l'eau à des fins socio-économiques : eau potable, irrigation, industrie.
-

Les cartes en pages suivantes représentent un exemple portant sur la plaine de Tigrigra dans le moyen Atlas central ou on a deux nappes : celle des basaltes plioquaternaires et celle des calcaires du Lias


Cartes points d'eau par aquifère
IFRANE
Ougmas
AZROU
Sidi Addi
669/22
Aït Ben Attou
622/22
Bou Chber
618/22
Souq Al Had
Aïn Leuh
Timahdit
Al'Hammam
Mrirt
0
5
10
Légende:
Routes
Station de jaugeage
Centres
Points d'eau captants le PaléozoÏQUE
Points d'eau captants les basaltes du Quaternaire
Points d'eau captants les calcaires du Lias


Carte pièzomètrique des basaltes Plioquaternaires
S.331
Vers Meknes
IFRANE
A
B
C
D
P21
P24
Ben Sonim
Avoun Ras El Ma
Ougmas
Sidi Rached
Causse d'El Hajeb-Ifrane
AZROU
Ain Agbal
Tioumliline
Agdal
Ait Ben Attou
Sidi Addi
O.Tigrigra
Ain Dass
Souq al Had
Aïn Leuh
Bassin Ain Leuh-Azrou
Légende:
Zone d'étude
Route principale
Route secondaire
Ligne de partage des eaux
Limite étanche
Courbe isopièze
Sens d'écoulement de la nappe
Sources
Centres


IFRANE
Ben Salim
Ayoun Ras El Ma
Ougmas
Sidi Rached
Causse d'El Hajeb-Ifrane
AZROU
Tioumliline
Agdal
O.Tigrigra
Sidi Addi
Aït Ben-Attou
Amgil
Aïn Leuh
Bassin Ain Leuh-Azrou
325 000
320 000
315 000
310 000
305 000
300 000
295 000
Légende:
Zone d'étude
Route principale
Route secondaire
Ligne de partage des eaux
Limite étanche
Cours d'eau principal
Cours d'eau secondaire
P76 Numéro du point d'eau mesuré
Point d'eau enquêté
262 Conductivité électrique en µS/cm
Centres

La modélisation hydrogéologique

I) Introduction :

La modélisation d'une nappe est la mise en équation de ses mécanismes d'écoulement afin de visualiser son comportement vis-à-vis d'un certain nombre de scénarios. Pour y arriver et tout en ayant des données faibles, il faut collecter le maximum d'informations et de paramètres au niveau de l'aquifère.

Une simulation hydrogéologique a principalement trois objectifs :

- vérifier la cohérence entre les données.
- déterminer des données manquantes (phase de calage)
- prévoir le comportement futur de la nappe suite à des aménagements projetés ou de scénarios divers.

Les acquis au niveau d'une simulation sont :

- une carte des transmissivités sur toute l'étendue de la nappe.
- le bilan hydrodynamique de l'aquifère.

La modélisation hydrogéologique est souvent utilisée en tant que moyen de prévision et ce dans beaucoup de domaines :

- Optimisation des débits d'exploitations de nouveaux ouvrages de captages pour différents usages de l'eau : champs captants d'eau potable, périmétres irrigués, projets industriels.
- Délimitation de périmétres de protection autour de captages.
- Evolution des ressources en eau face à des scénarios d'exploitation ou de sécheresse.
- Etude de propagation et de migration d'un agent polluant dans la nappe : exemple des nitrates au niveau d'un périmétre irrigué. On a souvent des modéles hydrodynamiques couplés avec des modéles de propagation d'un polluant.
- Etude de l'impact concernant la réalisation de certains ouvrages sur la nappe tels que : barrages, canaux de drainage, tunnels…

II) Les équations de l'écoulement :

En milieu homogène et isotrope avec un écoulement permanent, on a l'équation de Laplace :

$$\boxed{\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0}$$

Avec H = charge hydraulique.

En milieu hétérogène avec écoulement permanent à deux dimensions et avec débit d'échange, l'équation de la place devient :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(Tx(x,y)\frac{\partial H}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(Ty(x,y)\frac{\partial H}{\partial y}\right)+Q(x,y)=0$$

dxdy e

Avec Q (x, y) = débit d'échange vertical
e = puissance de l'aquifère.
T = k .e (transmissivité).

L'équation est valable sur un domaine fermé et le problème est résolu si on a explicitement H= f(x, y). Pour cela il faut définir ce qu'on appelle les conditions aux limites :

- limite à potentiel imposé : limite sur laquelle le potentiel est constant.
- Limite étanche : limite à flux nul.

III) Résolution des équations :

Soit un domaine où les propriétés sont connues .Si les conditions aux limites du domaine sont connues, la répartition du potentiel hydraulique est connue et est unique. (Unicité de la solution).

* T et k connus en tout point
* Conditions aux limites connus
* Débits d'échanges verticaux connus. (Infiltration par exemple)

Autrement dit, les équipotentielles données par le modèle doivent se superposer avec la carte piézométrique réelle (phase de calage). On doit donc jouer sur les débits ou les transmissivités pour arriver au bon calage. Il faut également procéder à une bonne discrétisation du temps et de l'espace. La géométrie et la dimension des mailles choisies dépendent de la densité et de la répartition géographique des données disponibles.

Remarques : si les données hydrogéologiques injectées dans le modèle ne sont pas fiables où peu nombreuses, on a toujours une réponse mais non réelle.

III- Simulations en régime transitoire :

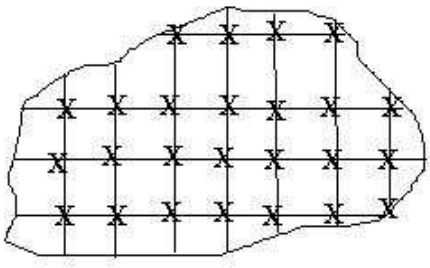
C'est l'analyse prospective de l'aquifère et de son comportement futur. En effet on peut simuler des pompages par endroits et le modèle répond par l'évolution de la surface piézométrique.

Pour pouvoir simuler des Scénarios en régime transitoire, on doit fournir au modèle les données suivantes :

- les coefficients d'emmagasinement.
- l'historique de la piézométrie.

Remarque :

En pratique, pour modéliser un aquifère, on précède a un maillage du domaine. L'équation de laplace est remplacée par une relation approchée plus simple valable sur le domaine maille. La méthode est discontinue et consiste à calculer la charge hydraulique H au nœud des mailles.



V) La programmation informatique :

La modélisation de nappe se fait en pratique sur ordinateur grâce à des logiciels appropriés (**exemple MODFLOW**). Ceux-ci ne cessent de se développer. Le menu d'un logiciel quelconque doit contenir les programmes suivants :

- un programme d'entrée des données. (en permanent et transitoire)
- un programme de correction des données.
- un programme de calcul.
- Un programme d'édition des données et résultats.

Il est évident que les capacités du matériel utilisé (hardware) doivent être suffisantes pour faire fonctionner le logiciel adopté.

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable et indusqtrielle ainsi que la gestion des ressources en eau, la modélisation hydrogéologique permet :

- **Evaluation des conditions d'exploitations et effet sur l'aquifère.**
- **Optimisation d'exploitation des champs captants.**
- **Délimitation des zones et pèrimètres de protection.**
- **Vulnérabilitè des captages par rapport aux activitès environnantes (sur le plan quantitatif et qualitatif).**

Les forages d'eau

I) Introduction :

Un forage est un « trou » réalisé selon des règles techniques et avec un matériel approprié : machines foreuses ou ateliers de forages. Dans les forages d'eau, on considère deux grandes familles : les sondages de reconnaissance et les forages d'exploitation.

Un sondage de reconnaissance est une phase exploratoire pendant laquelle on doit d'abord confirmer ou pas des hypothèses hydrogéologiques : existence ou pas d'aquifères. Si oui, en quelle quantité et qualité l'eau existe-t-elle ?

Un forage d'exploitation est l'ouvrage final qui est équipé en tubage, pompe et destiné à assurer un besoin (alimentation en eau potable, irrigation, industrie).

Machine de forages

II) les sondages de reconnaissance :

Il existe deux différences fondamentales entre un sondage de reconnaissance et un forage d'exploitation :

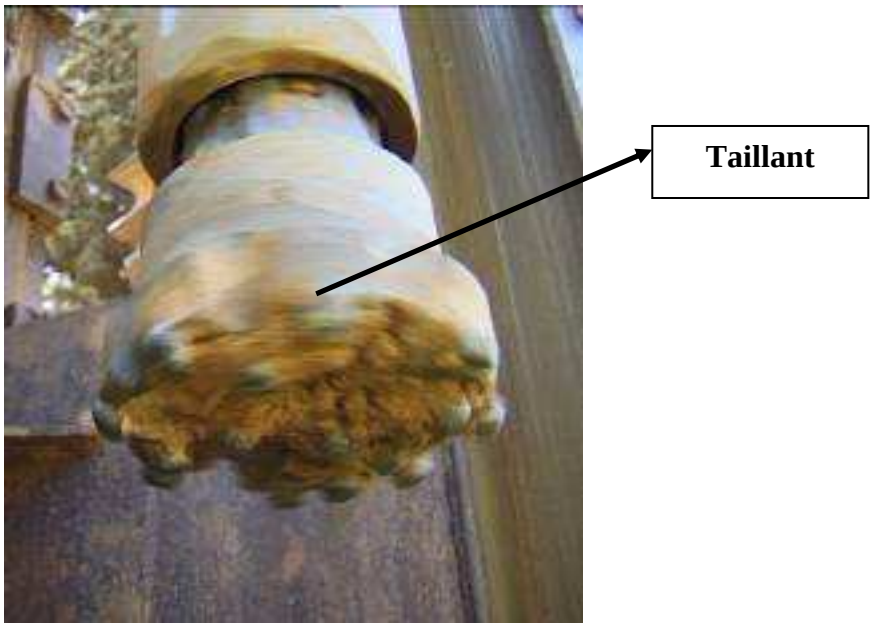
- un sondage de reconnaissance est réalisé en petit diamètre (généralement en ø = 6''1/2. (1 pouce = 2,54 cm), tandis que le forage d'exploitation est réalisé en gros diamètre pour pouvoir y mettre une pompe. le fait de forer en petit diamètre est justifié par le facteur coût.
- Pour un sondage de reconnaissance, on a formulé un certain nombre de critères hydrogéologiques pour trouver de l'eau souterraine mais on ne connaît pas à priori le résultat. Un sondage peut être stérile mais c'est un résultat. Par contre , pour un forage d'exploitation, on a grossièrement une idée sur le débit et la qualité de l'eau qui va être extraite du forage.

La profondeur d'un sondage de reconnaissance est variable selon l'objectif géologique visé et selon les performances techniques de la machine sondeuse : certaines sont limitées à 150 m, d'autres à 400m, 800m, 1000m, 2000m….etc. signalons au passage que les forages pétroliers sont réalisés avec les mêmes machines.

III) Outils et principe de la foration :

III.1) l'outil ou taillant :

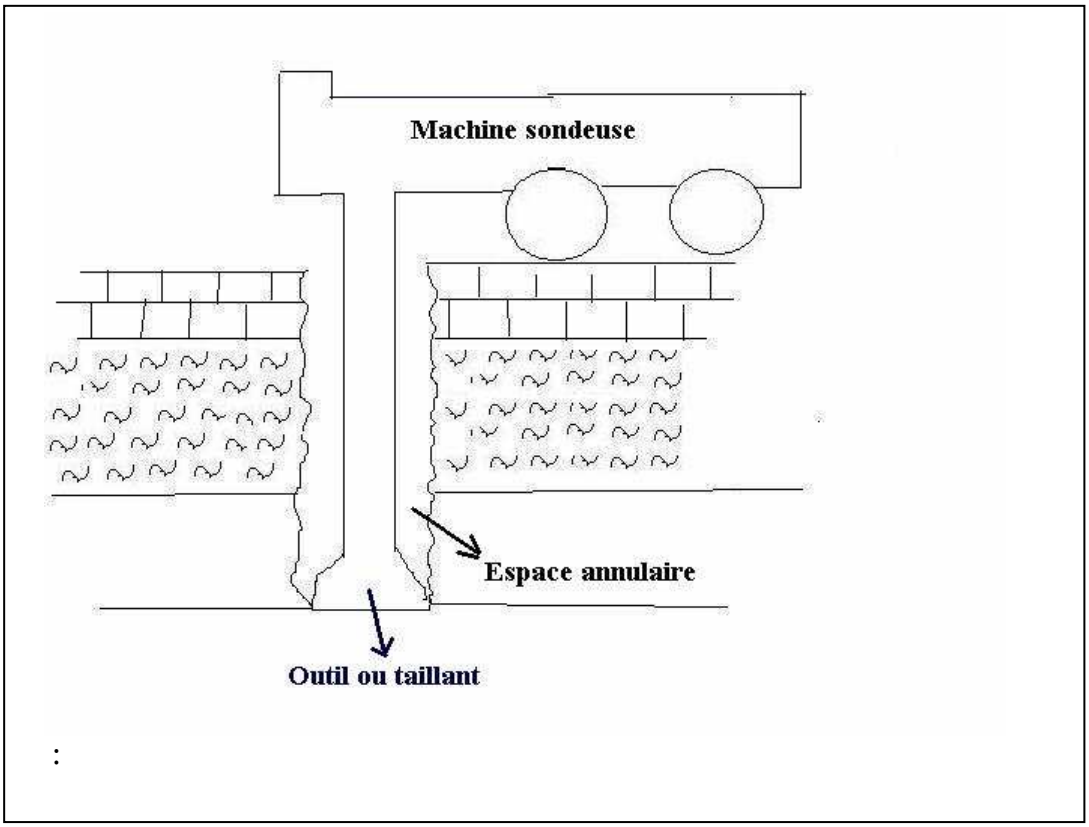
C'est lui qui désagrège la roche grâce à un mouvement de percussion-rotation combinés qui lui est transmis par un moteur. Il en existe plusieurs sortes selon la nature des terrains à traverser. Il a un diamètre ø qui est celui du sondage.



III.2) les tiges de forage :

Ce sont des tiges de longueur 6 à 9m dont l'assemblage par filetage permet la poursuite de la foration. Leur diamètre est inférieur à celui du taillant. Les roches désagrégées ou cuttings doivent être évacués vers la surface du sol pour permettre un échantillonnage des terrains traversés (établissement de la coupe géologique).

Les déblais remontent dans l'espace annulaire (espace entre les parois du trou et les tiges de foration). C'est le système de circulation normale. Ils peuvent remonter également à l'intérieur des tiges creuses : c'est la circulation inverse.



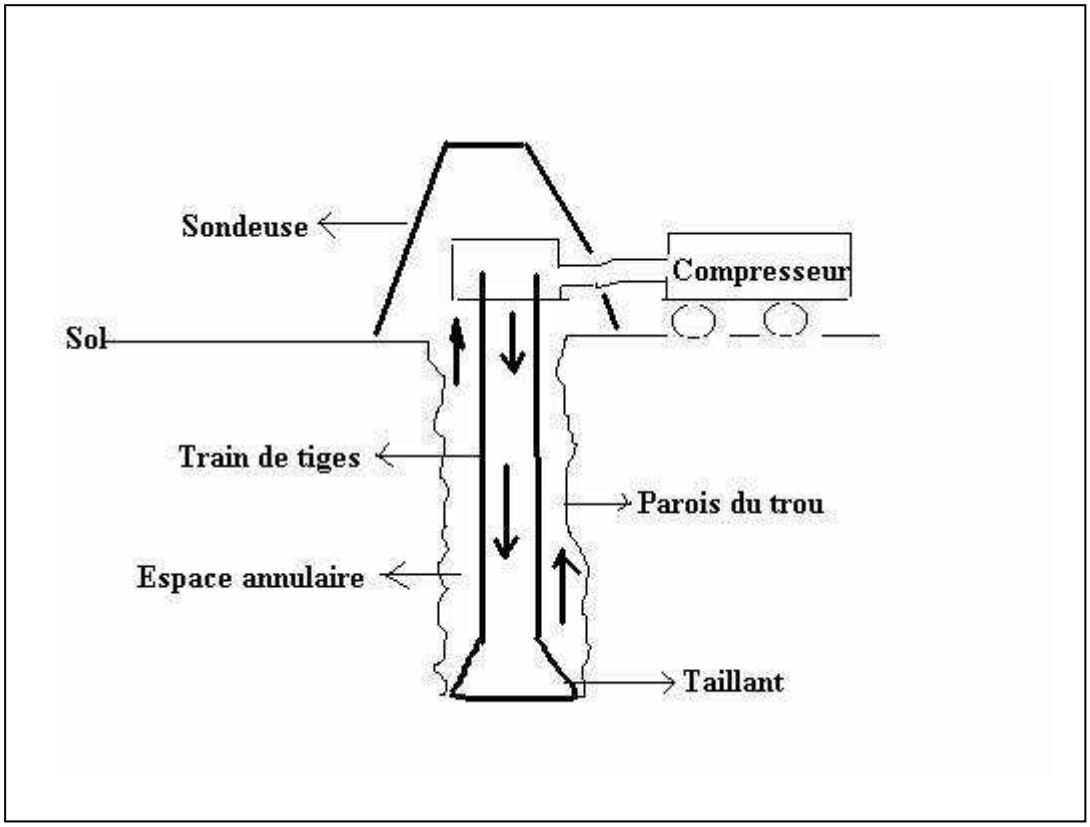
:

IV) Méthodes de foration :

1) forage à l'air :

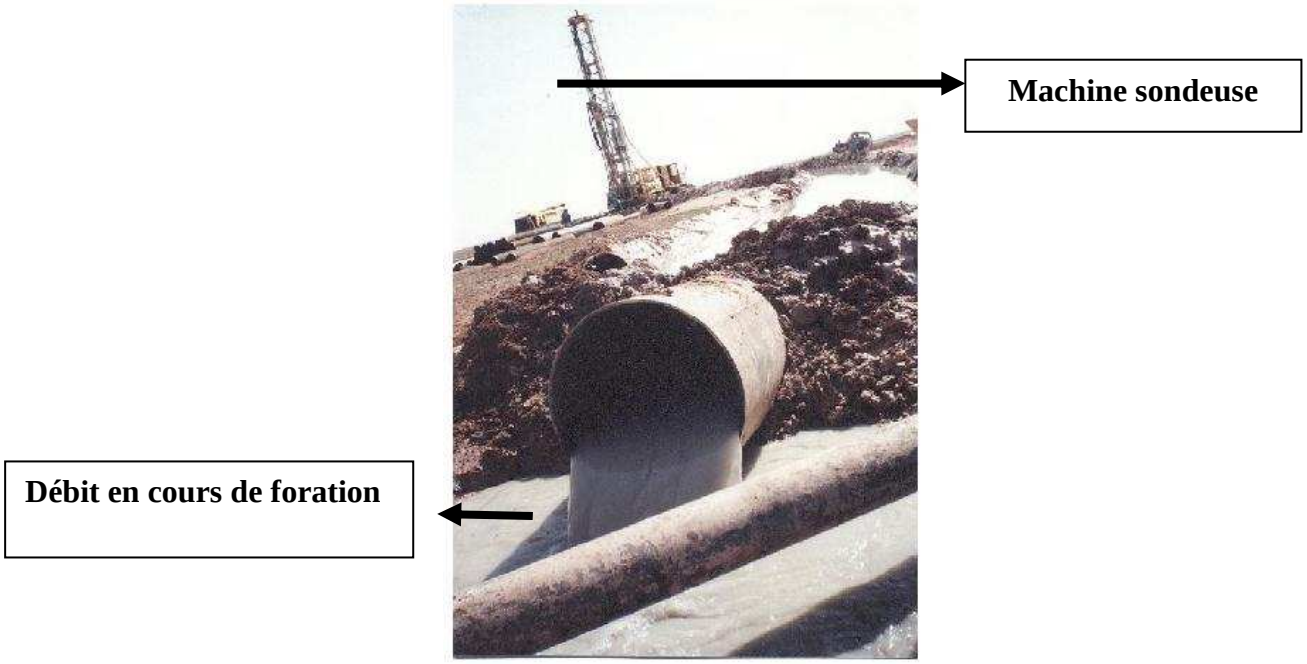
1.1) Principe :

Grâce à un compresseur, on a un certain débit d'air sous une certaine pression, cet air est injecté à l'intérieur des tiges, entre au niveau du taillant, nettoie le trou et remonte dans l'espace annulaire tout en remontant avec lui les cuttings et l'eau éventuellement. Ceci permet de faire des mesures (débit, conductivité électrique de l'eau) et c'est en fait un grand avantage en hydrogéologie et notamment pour la délimitation des niveaux aquifères. Pour cette raison, la méthode du forage à l'air est de loin la plus préférée. Dans cette méthode, l'air joue le rôle d'un fluide de circulation permettant le nettoyage du trou.



1.2) <u>limites de la méthode :</u>

Lorsque le débit d'eau ou la charge hydraulique est importante, la pression hydrostatique à savoir ($P = \omega h$) devient importante, ce qui contrebalance la pression d'air provenant du compresseur. Pour pouvoir continuer la foration, il faut donc des pressions d'air élevées pour pouvoir vaincre la lame d'eau existante dans le forage. C'est pourquoi, cette méthode est généralement limitée en profondeur.



1.3) <u>Avantages :</u>

- la méthode donne en fonction de la profondeur tous les renseignements hydrogéologiques nécessaires : (débit et qualité de l'eau)
- la méthode est rapide : une vitesse d'avancement qui est bonne : de l'ordre de 100 m/jour en ø 6''1/2 si le terrain le permet.

1.4) <u>Inconvénients :</u>

Cette méthode ne s'adapte pas aux formations meubles (sables, alluvions) vu les éboulements qu'il peut y avoir.

2) <u>forages au rotary à la boue :</u>

Le mécanisme est le même que celui du forage à l'air à la différence que l'air est remplacé par de la boue et le compresseur par une pompe à boue.

La boue est généralement de la bentonite qui est une sorte d'argile à laquelle on ajoute des additifs (soude, gypse, barytine). Ces produits agissent sur la densité ou la viscosité de la boue. Le rôle de la boue est de :

- Maintenir les parois du trou contre les éboulements (c'est le grand avantage quand il s'agit de formations meubles).
- Refroidir l'outil et diminuer les frottements (rôle de lubrification).
- Remonter les cuttings.
- Contrôler les fluides des formations traversées (contrôle des éruptions : cas de nappe captive, gisement de pétrole).

2.1) <u>principe :</u>

Un outil monté au bout du train de tiges est animé d'un mouvement de rotation à vitesse variable et d'un mouvement de translation vertical.

2.2) Inconvénients du rotary à la boue :

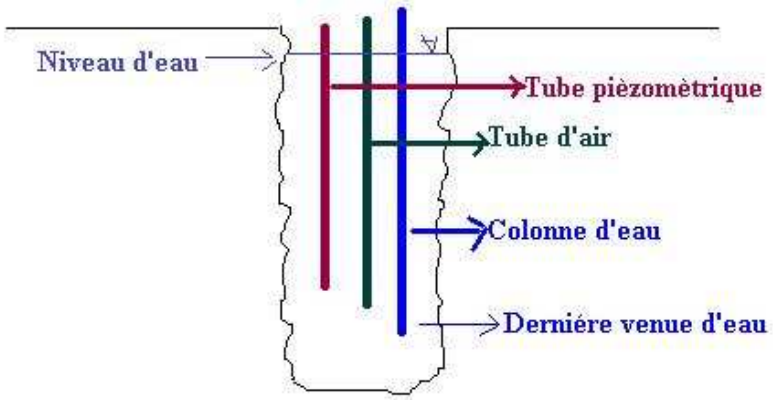
Le grand inconvénient est le colmatage des venues d'eau ce qui nécessite après la réalisation du trou un nettoyage par du polyphosphate. Le rôle de ce dernier est de mettre en solution la bentonite pour l'extraire des parois (cake). Ceci introduit donc des coûts supplémentaires. C'est une opération qui doit être menée à bien sinon on compromet la productivité du forage.

V) Test de productivité d'un sondage de reconnaissance :

Outre la mesure du débit en cours de foration, il est intéressant de réaliser ce qu'on appelle un essai à l'air lift au niveau des sondages productifs.

Essai à l'air lift :

C'est un pompage qu'on fait sur le forage une fois que celui-ci est nettoyé. L'énergie motrice est la pression de l'air : ce dernier est injecté par un tube d'air (tube ayant souvent un diamètre de 1''1/4 à la base d'une colonne descendue dans l'eau : colonne d'eau qui a généralement un diamètre de 4''. L'émulsion ainsi créée fait diminuer la densité de l'eau contenue dans cette colonne. Sous l'influence de la pression atmosphérique agissant sur l'eau située autour du tube, le niveau d'eau émulsionnée qui se trouve à l'intérieur s'élève et est projetée en dehors. A ce moment, on fait des mesures de débit en surface. On descend également un tube piézométrique de diamètre généralement ¾ à 1'' pour mesurer les rabattements. Le pompage par air lift donne une idée sur la productivité réelle de l'ouvrage et ce par interprétation de l'essai par les méthodes déjà vues.



VI) les forages d'exploitation :

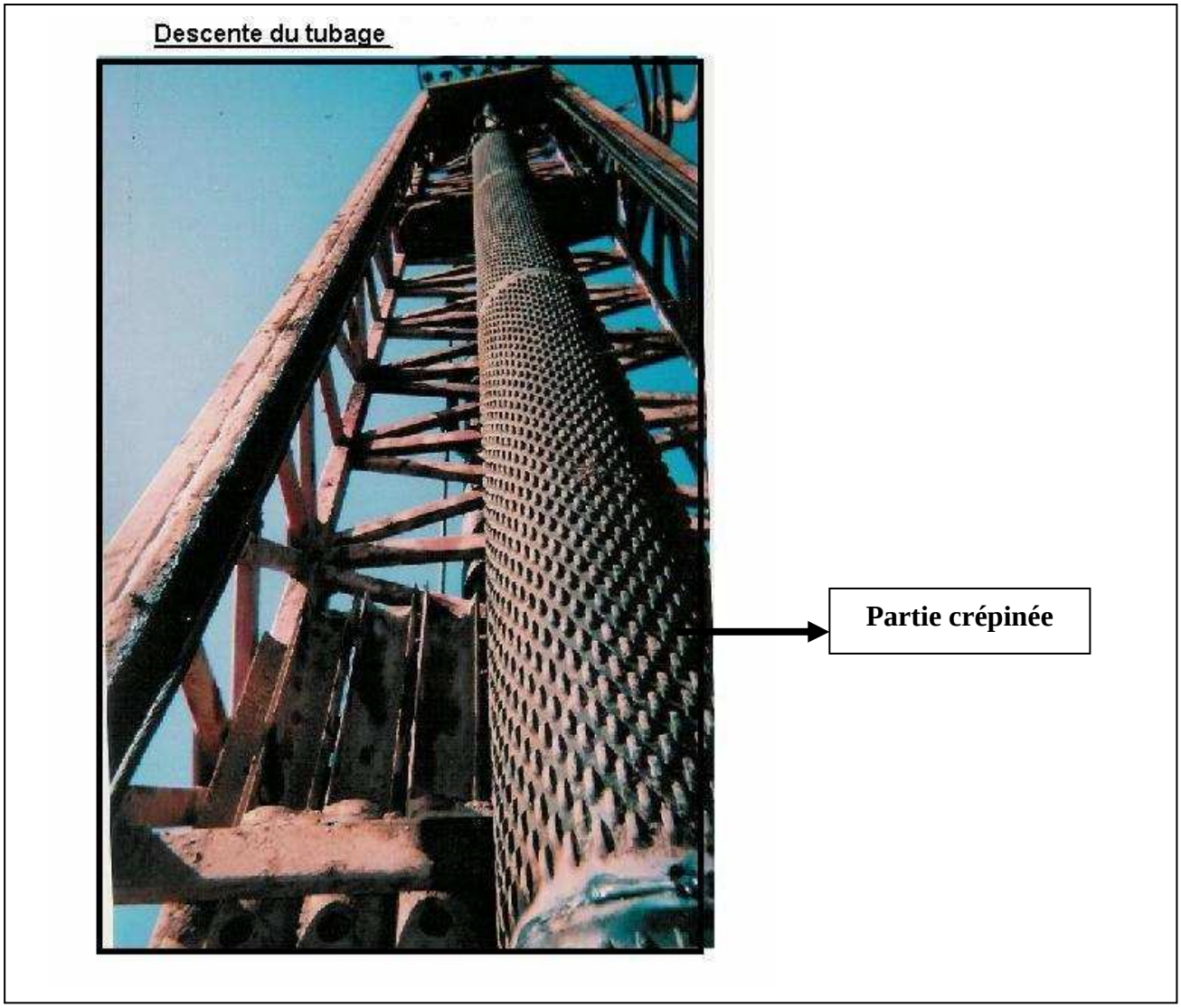
Un forage d'exploitation est un ouvrage réalisé en gros diamètre pour pouvoir loger une pompe la dedans. Contrairement à un sondage de reconnaissance, avant de réaliser un forage d'exploitation,

on connaît la profondeur à atteindre, les couches à capter, une idée sur le débit exploitable ainsi que la qualité de l'eau.

1) Equipement d'un forage en tubage :

Un tubage est une sorte de conduite qu'on introduit à l'intérieur du forage de manière à protéger les parois du trou contre les éboulements. Les tubages crépinés constituent la partie captante de l'aquifère. Ce sont des tubages percés de trous permettant le passage de l'eau de la formation aquifère à l'intérieur du forage. Les crépines les plus utilisées au Maroc sont les tubages TRS (tôle roulée soudée) qui ont un coefficient d'ouverture des vides de l'ordre de 10%. Dans certains cas particuliers : formations très sableuses, on utilise des crépines dites « Johnson » qui en plus de leur coefficient d'ouverture qui est de l'ordre de 30%, permettent de bloquer les particules fines. Les tubages sont cimentés contre les parois du trou.

Lorsqu'on équipe un forage, on peut calculer le débit maximal pouvant être donné par le forage à savoir Q = **V.S.X %,** bien entendu si la transmissivité du terrain le permet.



V = vitesse d'entrée de l'eau à l'intérieur des crépines : de l'ordre de 3 cm/s en régime turbulent.

S = Dxh = section de la partie crépinée avec D = diamètre extérieur du tubage, h = hauteur crépinée, x = pourcentage des vides.

1.1) Diamètre du tubage :

Le choix des diamètres d'une colonne est souvent conditionné par l'encombrement de la pompe, celui-ci est fonction du débit. Il est recommandé de laisser un pouce comme jeu entre la pompe et le tubage. Les diamètres les plus courants dans les forages d'eau sont

Diamètre du forage	**8''1/2**	**12''1/4**	**17''**	**22''**
Diamètre du tubage	**6''**	**9''5/8**	**14''**	**17''**

Remarque : une fois le tubage mis en place, l'écoulement de l'eau peut être assimilé à l'écoulement dans une conduite. Dans cette dernière, les pertes de charges linéaires sont :

$\Delta H_L = \lambda\ l/d\ V^2/2g$, **on** a donc intérêt à diminuer la longueur de la conduite (tubage) et augmenter le diamètre.

1.2) résistance mécanique :

Une colonne de tubage est soumise à 3 contraintes :

- les efforts de traction sous l'effet du poids
- les effets d'écrasement dus au terrain.
- Les effets de flambage et de flexion.

Le choix de l'épaisseur du tubage est fondamental pour éviter ces problèmes. (Pour les tubages de 9''5/8 jusqu'à 17'', on adopte généralement des épaisseurs de 6 à 8 mm).

1.3) Cimentation des tubages :

- le tubage sera maintenu en place grâce à une cimentation contre les parois du trou. Pour accélérer la prise de ciment à basse température, on introduit avec le ciment des additifs, notamment le chlorure de calcium ($Ca\ cl_2$).

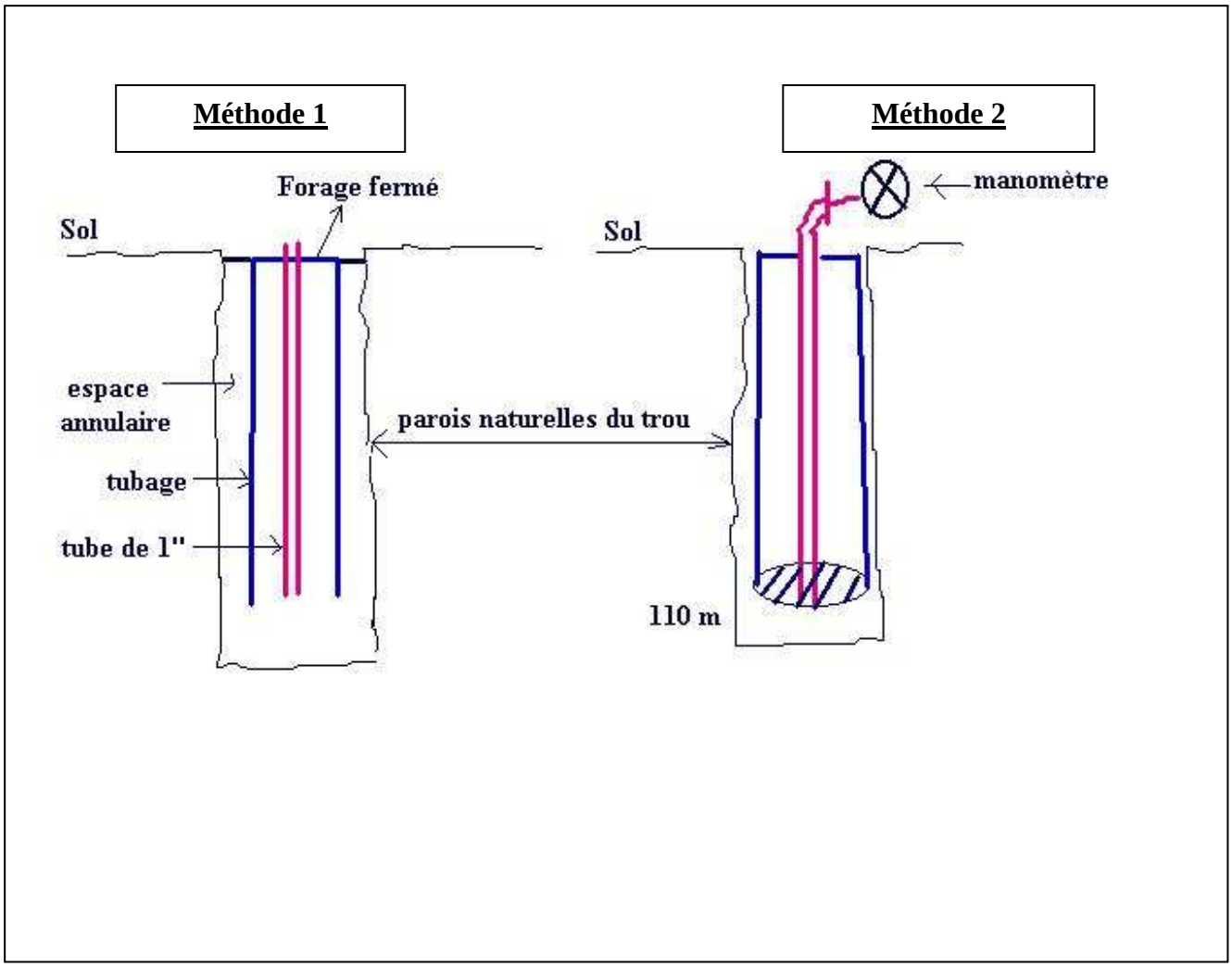
- Lorsqu'il s'agit d'un forage moins profond (profondeur inférieure à 150 m), le tubage sera cimenté contre les parois et ce au dessus d'une collerette. La collerette est un disque creux dont le diamètre intérieur est celui du tubage et le diamètre extérieur est celui du trou nu. Celle-ci est soudée au tubage à une certaine côte, elle est surmontée de 3m de graviers en trois diamètres différents avec un grano-classement vertical, puis on cimente l'espace annulaire jusqu'au jour. L'injection se fait simplement par gravité. l'étanchéité de la collerette doit être assurée pour éviter le passage du ciment dans la crépine. Si l'on emploie seulement du ciment et de l'eau, le dosage est d'environ 40 à 50 litres d'eau par 100 kg de ciment ce qui donne environ 75 litres de « laitier de ciment » de densité 1,9. (le rapport c/e = 100/50 =2).
- La cimentation en matière de forages profonds doit être sous pression : deux méthodes sont décrites à savoir une qui est utilisée dans les forages pétroliers : supposons qu'on veuille cimenter un tubage sur une profondeur de 0 à 100m.

Méthode 1 :

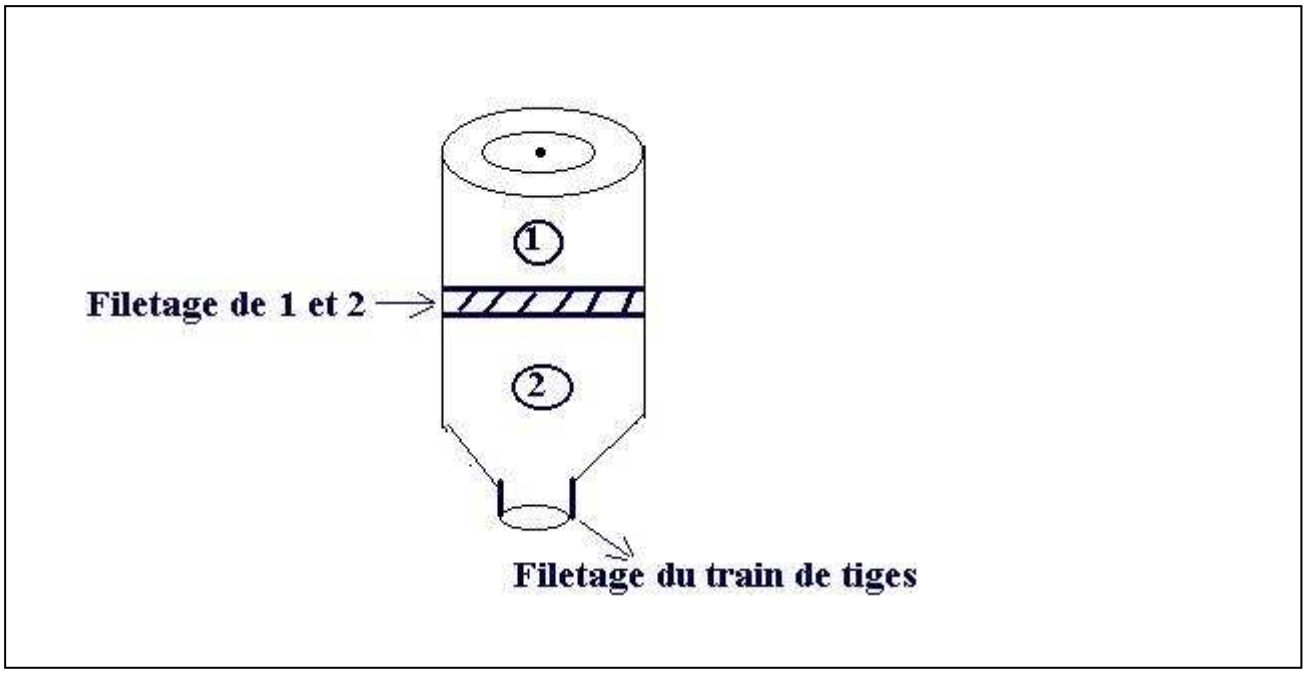
On introduit à l'intérieur du forage un tube (ø = 1'') jusqu'au fond (moins 5 à 10 cm) de même que le tubage. Le ciment est injecté sous pression grâce à une pompe, une fois arrivé en bas, le flux de ciment sort par le petit orifice. Il est tellement sous pression qu'il ne peut pas sortir à l'intérieur du tubage, il continue jusqu'à ce que le ciment atteigne la surface du sol.

Méthode 2 :

Supposons qu'on veuille cimenter un tubage de 0 à 100 m, on fonce jusqu'à 110 m environ, on descend le tubage jusqu'à 100m muni à sa base d'une bille qui est une sorte de tamis et qui est solidaire d'un tube dans lequel on injecte la quantité de ciment nécessaire. La bille touche le fond du trou, le manomètre en haut indique une surpression, on ouvre à ce moment la vanne d'injection de ciment et celui-ci remonte dans l'espace annulaire.



Les forages profonds sont réalisés en plusieurs diamètres. On a souvent un premier tubage qui est cimenté puis un autre de diamètre inférieur en bas : comment les deux tubages sont reliés entre eux ?



A la base du premier tubage cimenté, on installe une rondelle sur la circonférence interne du tubage. C'est une sorte de baguette de hauteur 30 à 50 cm et d'épaisseur 2 à 4m. il s'agit en fait d'une rondelle de suspension. On l'appelle ainsi parce que le deuxième tubage ne va être que suspendu sur cette rondelle et ce de la manière suivante : le cône descend dans le forage, le deuxième tubage est fileté dans la partie (1) et il est descendu au fond par le train de tiges filetées dans la partie (2), une fois le cône posé sur la rondelle de suspension, on dévisse le cône. La partie (1) reste dans le forage, la partie (2) remonte avec le train de tiges. Cette méthode présente l'avantage qu'on peut à chaque moment au cours du temps faire monter le deuxième tubage - (puisqu'il n'est que suspendu) - et ce lorsqu'il s'agira de nettoyer le forage après un certain temps de mise en service.

2) <u>Le massif de gravier :</u>

Il est constitué par du gravier siliceux rond, roulé et propre. Il est introduit dans l'espace annulaire et ses avantages sont comme suit :

- il accroit la perméabilité de la formation au voisinage de la crépine.
- Il retient les particules fines qui peuvent être entraînées dans le forage et griller la pompe.
- Il protège la crépine contre l'écrasement suite à une contrainte latérale

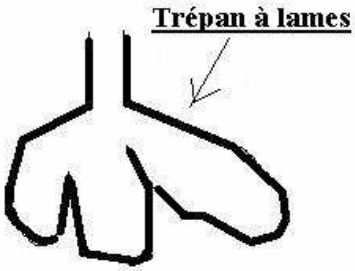
Le massif de gravier n'est pas toujours nécessaire surtout si les formations traversées sont cohérentes. Son grand inconvénient est l'introduction de pertes de charges dans le forage. Cependant, il devient indispensable au cas de formations meubles mais il faut le dimensionner de manière adéquate en fonction de la granulométrie des formations traversées.

3) <u>Les forages réalisés au battage :</u>

La foration se fait à l'aide d'un câble muni à sa base d'un outil de forage (trépan) dont le diamètre correspond à celui du forage. Cet outil est suffisamment lourd (2 à 3 tonnes) pour qu'il puisse donner au câble une extension parfaite et pour minimiser tant que possible les déviations du trou. L'avancement de l'outil est régi par des mouvements de percussion qui lui sont transmis par le

câble. Ce mode de foration se fait au départ par injection d'eau dans le forage et ceci pour lubrifier l'outil qui s'échauffe énormément au cours de sa traversée des formations. Cette injection d'eau s'arrête à la rencontre du niveau piézométrique de la nappe car à ce moment, c'est l'eau de la nappe qui sert de lubrifiant. Ceci est d'autant vrai si le débit rencontré est relativement important. L'échantillonnage des formations traversées se fait de la manière suivante :

Lorsqu'un mètre de terrain est foré – (ceci est vu par le foreur à l'aide de graduations qu'il fixe sur le câble)-, on fait remonter l'outil et on descend la curette qui est une sorte de cylindre creux et qui peut s'ouvrir et se fermer à l'aide d'un clapet situé à la base. La curette descendue, l'eau et les débris de terrain entrent par le clapet, celui-ci se ferme, on remonte la curette, on fait dégager l'eau et on recommence l'opération jusqu'à ce qu'on ait un échantillon représentatif du terrain.



Au cours de la foration, le foreur peut apprécier d'une manière qualitative le débit du forage. Cette technique est limitée en profondeur en fonction de la puissance du moteur. Le battage présente les inconvénients suivants :

- avancement très lent (forage de 120 m pouvant durer 3 à 4 mois).
- Mauvais échantillonnage des terrains traversés en cas de formations meubles.
- Profondeurs atteintes limitées.

4) le développement des forages d'eau :

4.1) Introduction :

Le développement d'un forage est une opération qui suit immédiatement la réalisation de l'ouvrage d'exploitation. Cette phase a principalement deux objectifs :

- Le nettoyage du forage en éliminant les particules fines pour avoir une eau claire. Les particules en suspension peuvent endommager les équipements et notamment la pompe.

- Augmenter la productivité de l'ouvrage de manière à en tirer le maximum en matière de débit. En effet, à la fin de la réalisation d'un forage, les venues d'eau ne sont pas parfaitement nettoyées pour produire le maximum d'eau. Le développement d'un forage est de nature physico-chimique. Le choix de la méthode à utiliser est dicté par le mode de foration (à l'air ou à la boue) et de la nature des terrains productifs.

4.2) Méthode de foration :

Les forages réalisés à la boue - (contrairement aux forages réalisés au battage ou à l'air) - nécessitent un nettoyage au polyphosphate pour éliminer tous les dépôts de cake ayant pour effet le colmatage des venues d'eau. Cette opération de lavage doit être faite le plutôt possible car la boue

se consolide au fur et a mesure du temps, ce qui rend son élimination difficile, onéreuse et demandant beaucoup de temps.

Le rôle du polyphosphate est de floculer et mettre en solution la bentonite pour faciliter son dégagement au cours des pompages jusqu'à obtention de l'eau claire. De ce concept découle la nécessité de faire plusieurs polyphosphatages dans le forage même si l'eau était claire dans l'opération précédente. En effet, il se pourrait qu'une fente de crépine soit colmatée - (les autres ouvertes) - il faut alors refaire cette opération pour nettoyer toute la crépine et contrôler à chaque fois le rapport Q / S (débit spécifique) par des airs lift qui permettront de nettoyer le forage et en même temps le contrôle de développement.

La dose normale d'utilisation du polyphosphate est de 30 à 40 kg de produit dans 1 m3 d'eau. Le polyphosphatage sera injecté sous pression à l'intérieur d'une lance ou le tube d'air. Il faut attendre l'effet du produit (2 à 4 heures), il faudra ensuite pistonner 2 à 3 heures. Le principe du pistonnage est le suivant :

* L'outil est un piston actionné verticalement dans les deux sens à l'intérieur d'un forage tubé. Dans son mouvement de remontée, le piston crée une dépression au dessous de lui qui attire l'eau et le sable fin de la formation vers la crépine. Ce mélange (eau + particules fines) sera pompé par des airs lift.

* Dans son mouvement de descente, le piston comprime la nappe, refoule loin dans le terrain les fines particules qui n'ont pas été entraînées par l'opération précédente.

Le piston sera descendu avec les tiges ou avec un câble. Le pistonnage n'affectera pas la tranche crépinée car il y a un risque de déchirure de la crépine et l'opération est inefficace (l'eau est incompressible).

Le volume total de polyphosphate à injecter correspond au volume de la tranche crépinée. La lance ou le tube d'air sera placé à la base de la crépine.

4.3) <u>Nature des terrains productifs</u> :

Lorsque le niveau productif est constitué par un calcaire, calcaire marneux, marno calcaire, une méthode de développement très efficace est l'acidification. On procède comme pour l'injection de polyphosphate précédemment décrite (injection, attente effet, pistonnage). Le rôle de l'acide dans un développement est chimique: il permet d'agrandir les fissures ce qui permet d'augmenter leur débit. Les roches calcaires contiennent au moins 50% de $CaCo_3$, qui réagit à froid avec l'acide selon la réaction suivante :

$$Ca\,Co_3 + 2\,Hcl \longrightarrow CaCl_2 + Co_2 + H_2o$$

Ce rôle de l'acide est donc de « ronger » le calcaire pour augmenter sa perméabilité de fissures. En pratique, on remarque souvent que c'est la première acidification qui a le plus d'effet. Ceci s'explique très bien à partir de la réaction précédente dans la mesure où les acidifications ultérieures ne prennent que le $CaCo_3$ résiduel.

Pour juger du nombre d'acidifications, il est préférable de faire tous les essais à l'air lift pendant une même durée et à chaque essai attribuer le rapport Q/S (débit spécifique). Si la productivité de

l'ouvrage s'améliore, Ce rapport augmente. Lorsque celui-ci devient constant ou presque, l'acidification n'a plus aucun effet.

La quantité d'acide à injecter correspond au volume de la tranche crépinée.
$V = (\pi/4) \times d^2 \times h$ avec d = diamètre du forage et h hauteur crépinée. L'acide injecté est en général de l'acide chlorhydrique Hcl avec une dose de 50% en volume. Il n'est pas injecté à l'état pur pour les raisons suivantes :

- Il y a le risque de corrosion du tubage par l'acide (réaction des ions H^+ avec le Fer).
- Danger de manipulation pendant l'injection.

La lance ou le tube d'air où se fait l'injection d'acide est placé à la base de la crépine.

4.4) <u>Méthodes applicables dans toutes les conditions</u> :

1 <u>- Développement pneumatique</u> :

Cette méthode est très efficace et doit se faire à forage fermé. On injecte de l'air sous pression, le niveau d'eau se rabat, on ouvre la vanne de décharge jusqu' a atteindre le niveau statique. On refait cette opération plusieurs fois (1 à 2 heures) et on pompe avec le système air lift jusqu'à obtention de l'eau clair.

2 <u>- Le pompage alterné</u> :

Il faut pomper par des paliers de débits croissants. Il et préférable de commencer avec des faibles débits (5 l/s, 10 l/s, 15 l/s...) et ceci jusqu'à la vidange (il se peut qu'on ne le vidange pas). Le travail est surtout conduit de cette manière pour éviter les phénomènes de cavitation. Il est impératif d'obtenir de l'eau claire pour chaque palier. A ce moment on arrête la pompe pour quelques minutes et on passe au débit supérieur. On crée ainsi des variations brutales de pression qui ont pour effet de développer la formation aquifère.

<u>3 - Le sur pompage :</u>

On règle la vanne de la pompe à son maximum et on pompe jusqu' a vider le forage si possible.

<u>Remarque :</u>

* Le pompage jusqu'à obtention de l'eau claire est plus efficace avec la pompe qu'avec le système air lift. En effet, ce dernier n'arrive généralement pas à vaincre toute la lame d'eau dans le forage surtout si la pression d'air est insuffisante. Tandis que la pompe aspire tout ce qu'il y a à l'intérieur du forage.

* Les débits obtenus à l'air lift ne sont pas significatifs en matière d'exploitation. Il faudrait plutôt voir le rapport Q/s qui donne une idée sur la transmissivité du terrain.

5) <u>Exploitation d'un forage d'eau</u> :

Un forage d'exploitation ne doit jamais être exploité avant qu'il soit bien développé. Une fois cette opération faite, l'usager peut avoir des conditions d'exploitation significatives : débit, hauteur

manométrique, calage de la pompe. Ces paramètres permettront donc de dimensionner les équipements annexes du forage : pompe, moteur, conduites etc...

Il se peut qu'avec le temps, un forage montre des signes de dépérissement ou de colmatage (exemples : venues de sables avec l'eau pendant le pompage). A ce moment, il faut faire une réhabilitation de l'ouvrage par un curage et un nettoyage. C'est donc une seconde phase de développement qu'il y a lieu de refaire. Dans de tels cas, il est intéressant de refaire la caractéristique du forage, ceci permet de visualiser l'évolution des pertes de charge dans le forage.

Exercices

Exercice 1 :

Un forage d'exploitation vient d'être réalisé au rotary à la boue. Les caractéristiques de ce forage sont comme suit :

* Profondeur totale = 110 m
* Diamètre de foration = 15"
* Diamètre du tubage = 9" 5/8
* Niveau d'eau/sol = 35 m
* **Equipement** : 0 à 40 m : tube plein
  40 à 100 m : tube crépiné
  100 à 102 m : tube plein fermé en bas avec un sabot
  102 à 110 m : vide.
* **Coupe géologique** 0 à 40 m : argiles rouges plastiques
  40 à 100 m : calcaires jaunes plus ou moins fissurés
  100 à 110 m : schistes durs compacts.

Que proposez- vous pour développer ce forage ?

Réponses :

1 - Il faut d'abord nettoyer le forage de la boue qui s'y trouve et ce par injection du polyphosphate. La dose d'utilisation de ce dernier est de 30 kg / m^3 d'eau. La partie à nettoyer a un volume tel que $V = \pi /4 x d^2 x h$ avec h = 60m et d = 15 pouces = $15x 2.54 x 10^{-2}$ m

Soit $V \sim 7 m^3$, il faut donc une quantité de polyphosphate pur de 7x30 = 210 kg.

* Il est proposé de faire trois polyphosphatages donc 3 x 210 = 630 kg au total.

L'injection doit être faite sous pression à l'aide d'un compresseur et à forage fermé.

Le polyphosphate est injecté à l'intérieur d'un tube qui sera installé à la profondeur de 100 m.

* On laissera le forage au repos pour attendre l'effet du polyphosphate pendant 2 à 4 heures.

* On fera un pistonnage entre 0 à 40 m pendant 4 heures.

* Pompage à air lift pendant 10 heures par exemple avec :

- Colonne d'eau = 100m.

- Tube d'air = 94 m.

- Tube piézométrique = 90m.

* Toutes les opérations décrites doivent être faites 3 fois et à chaque opération contrôler le rapport Q/s pour voir son évolution.

2 - Il faut acidifier le forage du moment que le niveau productif est un calcaire. Le volume de la partie productrice est de 7m³ , on fera donc 3,5 m³ d'eau pur + 3,5 m³ d'acide Hcl pur.

Cette opération doit être faite 3 fois et l'injection se fera selon le même protocole que le polyphosphatage.

* Pour chaque acidification, faire des pompages à l'air lift dans les mêmes conditions que ceux réalisés pour le polyphosphatage et contrôler également le rapport Q/s.

3 - En fonction des valeurs du rapport Q/s, descendre dans le forage une pompe qui peut donner le débit estimé.

* Pomper à des paliers de débits croissants et pour chaque débit procéder comme suit :

- Pomper jusqu'à obtention de l'eau claire en notant le rabattement correspondant.

- Laisser le forage se reposer pendant 15 minutes.

- Passer au palier de débit supérieur et ainsi de suite jusqu'au débit maximal de la pompe.

4 - Réaliser l'essai de débit sur le forage.

<u>Exercice 2</u> :

Dans la plaine du Haouz central, la lithologie est marquée par la dominance d'alluvions : galets, graviers et sables plus ou moins fins enrobés dans une matrice argileuse. On veut réaliser un forage de 150m pour un usage agricole, la transmissivité dans la région varie entre 5.10^{-4} et 1.10^{-3} m^2 /s tan disque le niveau d'eau est vers 40m.

1) quelle mode de foration adopter ?
2) quelle architecture de forage appliquer ?

Le forage a été réalisé et la coupe géologique se présente comme suit :

0 à 1 m : terre végétale
1 à 4 m : sables fins
4 à 24 m : sables fins argileux
24 à 34 m : sables grossiers argileux
34 à 36 m : marnes beiges sableuses
36 à 58 m : argiles rouges plus ou moins sableuses
58 à 75 m : sables grossiers argileux

75 à 78 m : argiles rouges peu plastiques
78 à 90 m : argiles rouges sableuses
90 à 102 m : sables fins argileux
102 à 109 m : argiles rouges sableuses
109 à 124 m : argiles rouges plastiques
124 à 131 m : marnes beiges sableuses
131 à 143 m : alternance d'argiles rouges et de marnes beiges plastiques.
143 à 150 m : marnes beiges à jaunâtres très compactes avec un passage d'une mince couche calcaire très durs

3) comment prévoir l'équipement de ce forage ?

Réponses :

1) Compte tenu de la nature alluvionnaire des terrains et des risques d'éboulement, il est proposé de forer directement au rotary à la boue.
2) Vue la transmissivité du terrain, le débit peut aller jusqu'à 30 l/s environ, pour des considérations de mise en place de la pompe, on peut forer au diamètre 17''1/2 et tuber en 12'' (TRS avec une épaisseur e = 6mm).
3) On peut proposer l'équipement suivant :

0 à 54 m : tube plein
54 à 78 m : tube crépiné
78 à 84 m : tube plein
84 à 108 m : tube crépiné
108 à 126 m : tube plein
126 à 132 m : tube crépiné
132 à 150 m : tube plein fermé en bas avec sabot.

Remarque :

La manière dont le forage a été équipé a permis de réserver trois chambres de pompages et ce afin de tenir compte des baisses de nappes et permettre ainsi un bon calage de la pompe en face des parties pleines du tubage. Aussi, on peut remarquer :

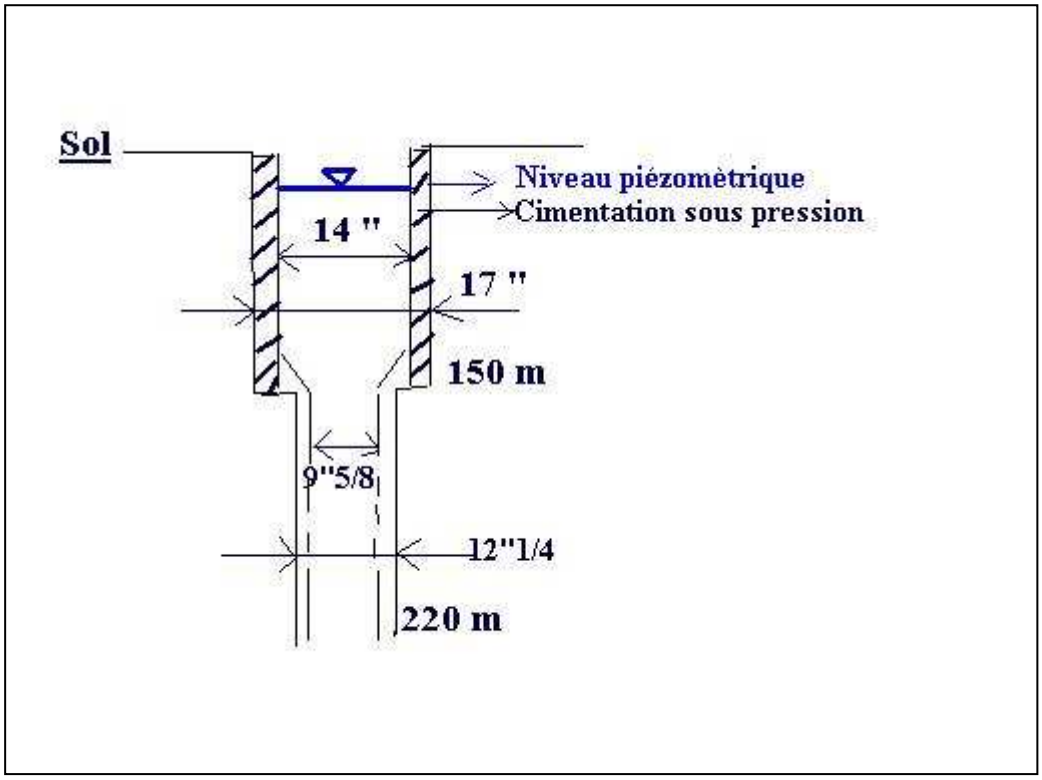
- une première chambre de pompage entre 78 et 84m.
- une deuxième chambre de pompage entre 108 et 126m.
- une troisième chambre de pompage entre 132 et 150m.

Exercice 3 :

Dans la plaine de la Bahira centrale, on a deux nappes superposées : une nappe libre plioquaternaire circulant dans des argiles et marnes dont l'épaisseur totale est de 150m. Cette nappe est très peu productive et l'eau très saumâtre (jusqu'à 15 g/l).au dessous, on trouve une nappe captive Eocène circulant dans des calcaires fissurés avec une eau de très bonne qualité chimique et une bonne productivité. L'épaisseur de ces formations est de 50 à 60 m. on veut réaliser un forage pour alimenter en eau potable une ville dans la région, quelle sera l'architecture du forage é réaliser et quelles sont les précautions à prendre.

Réponse :

1) D'après le contexte hydrogéologique décrit, il y a lieu de capter uniquement l'aquifère Eocène (eau douce) et isoler complètement la nappe plioquaternaire afin d'éviter toute contamination entre les deux nappes.
2) Le forage à réaliser sera en deux diamètres et se présentera comme suit :



Remarque :

Les phases de réalisation sont comme suit :

- Forer jusqu'au toit des calcaires Eocène (150m).
- Tuber et cimenter sous pression toute la colonne de tubage sur 150m.
- Attente prise ciment (24 heure environ)
- Forer jusqu'au mur des formations Eocènes.
- Tuber les formations éocènes (vu le comportement captif de la nappe, le niveau d'eau va se situer plus haut et on aura une chambre de pompage assez grande lors de la phase exploitation).

La géophysique appliquée à l'hydrogéologie

I) Définition :

La géophysique est une science qui étudie les paramètres physiques des roches dans le sous sol dans le but de mettre en évidence des structures géologiques cachées et également pour essayer d'identifier la nature des roches en profondeur. Cette science avec la géologie sont indissociables en ce sens que l'une complète l'autre. Pour faciliter les interprétations, il est préférable voir impératif d'étalonner la géophysique avec la lithologie de surface, par exemple mesurer la résistance des formations superficielles et éventuellement dans les puits ou forages.
L'apport de la géophysique en hydrogéologie se concrétise au niveau des points suivants :

1) **la géométrie de l'aquifère** : détermination du toit et du mur de l'aquifère.
2) **La fracturation** : calcaires fissurés, socle cristallin
3) **La qualité de l'eau** : intrusion d'un polluant faisant varier la résistivité de la roche, ajouter à cela le cas d'intrusion marine pour les nappes côtières.
4) **Paramètres hydrodynamiques** : on peut procéder à des corrélations entre paramètres géophysiques et paramètres hydrodynamiques (exemple : la résistance transversale et la transmissivité), mais cela suppose l'existence au niveau d'une région d'un échantillon représentatif dans lequel on a une série de mesures et valeurs.

II) Méthodes géophysiques :

Les méthodes courantes peuvent être récapitulées comme suit :

* **La méthode électrique** : C'est la plus utilisée en hydrogéologie lorsque le contexte physique le permet. Consiste à mesurer la résistivité des roches
* **La méthode sismique :** basée sur la mesure de la vitesse de propagation des ondes sismiques dans le sous sol. On distingue la sismique réflexion et la sismique réfraction. La sismique réflexion est réservée à la recherche pétrolière et est très couteuse. Il s'agit de créer des ondes de choc et mesurer les temps d'arrivée à l'aide de géophones.
* **La méthode gravimétrique** : consiste à mesurer les variations de g : accélération de la pesanteur
* **La thermométrie** : consiste à mesurer la température dans le sous sol.

Le tableau ci-après donne à titre indicatif la résistivité et la vitesse des ondes sismiques dans certaines formations.

Roches	Résistivité & en ohm.m	Vitesse d'une onde en m/s
limons	10 à 100	750
(Sables et graviers) secs	300 à plusieurs milliers	900 à 1100
galets aquifères	100 à plusieurs centaines	1700 à 2000
Agiles - marnes	quelques 0 hm à 50	2000 à 2500
calcaires	80 à plusieurs centaines	3000
cristallin altéré	50 à 100	2300 à 3000
sein	plusieurs centaines	3500 à 4500
volcanique	50 à plusieurs centaines	2500 à 3000
Grès	80 à 250	2000 à 3000

III) Prospection électrique par la méthode des résistivités :

Cette méthode consiste à étudier les variations de la résistivité qui est l'inverse de la conductivité ($R = \delta \times 1/s$; δ s'exprime en ohm. m). Les terrains de résistivité élevée seront dits résistants, ceux de résistivité faible seront dits des conducteurs ex : Argiles et marnes. En général ce sont les terrains résistants qui nous intéressent en hydrogéologie, par contre dans les régions de socle ou en milieu karstique, il faut au contraire s'intéresser aux horizons conducteurs.

La résistivité d'un terrain dépend de 3 facteurs :

* La nature des roches.
* La teneur en eau.
* La composition chimique de l'eau.

1) Nature des roches : (voir tableau précédent)

2) La teneur en eau : Un sable saturé d'eau a une résistivité plus faible (50 à 100 ohm.m). Tandis qu'un sable sec a une résistivité élevée.

3) Composition chimique de l'eau : La résistivité de l'eau est fonction de sa teneur en sels dissous ex à 18°C, l'eau douce à 0,1 g/l de Nacl présente une résistivité de 55 ohm.m et à 1 g/l elle est de 0,65 ohm.m. Ces faits expliquent entre autres, la faible résistivité des argiles dont l'eau de rétention est toujours très chargée en sels dissous.

La résistivité des roches est donc un paramètre physique dont les variations sont importantes. Il est donc possible de les étudier en vue d'une interprétation géologique. Si les facteurs de ces variations sont connus, l'interprétation globale des résultats est souvent délicate car il est difficile d'isoler le rôle propre de chacun d'eux.

Formule d'Archie : $\boxed{S^2\delta_f = \delta\omega\ \boldsymbol{\varnothing}^{-m}}$ avec :

δ_f = résistivité de l'aquifère.

$\delta\omega$ = résistivité de l'eau.

$\varnothing$ = porosité totale de l'aquifère (max = 47,6%)

S = Coefficient de saturation : (S = 1 en milieu saturé).

m = Coefficient de cimentation.

Pour des dépôts meubles, m = 1,3 à 1,5 alors que pour une formation consolidée à porosité de fissures, le rapport $F = \delta_f / \delta\omega = \varphi^{-m}$ est le coefficient de formation.

Pour des formations meubles sans argile, la porosité totale ne peut pas théoriquement dépasser 47,6% (grain sphériques calibrés) ce qui correspond pour m = 1,3 à un coefficient $F \approx 2,5$. Si l'on obtient des valeurs inférieures à 2,5 on pourra en déduire que l'on est en présence de terrains riches en argiles.

Influence de la proportion d'argile :

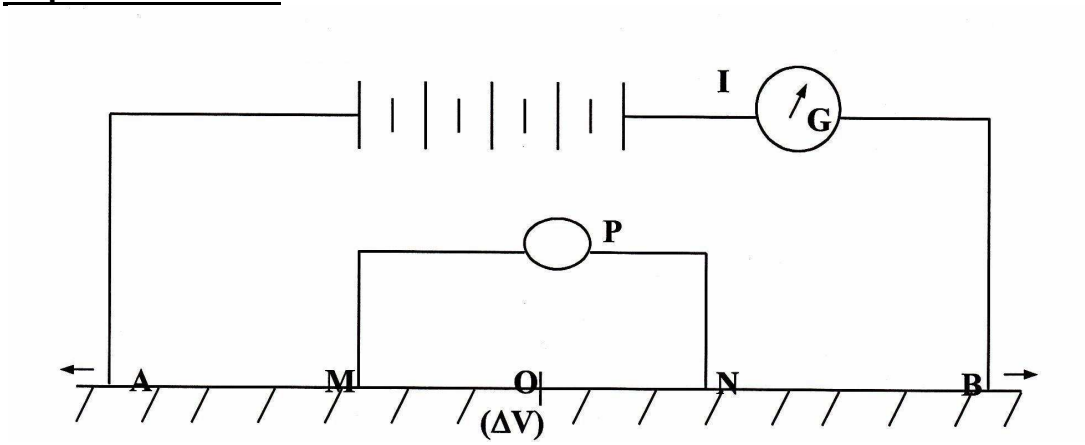
$$\frac{1}{\delta_f} = \frac{a}{\delta_{ar}} + \frac{1-a}{\delta_s}$$

Avec f = résistivité de la formation (composant non argileux + argile).

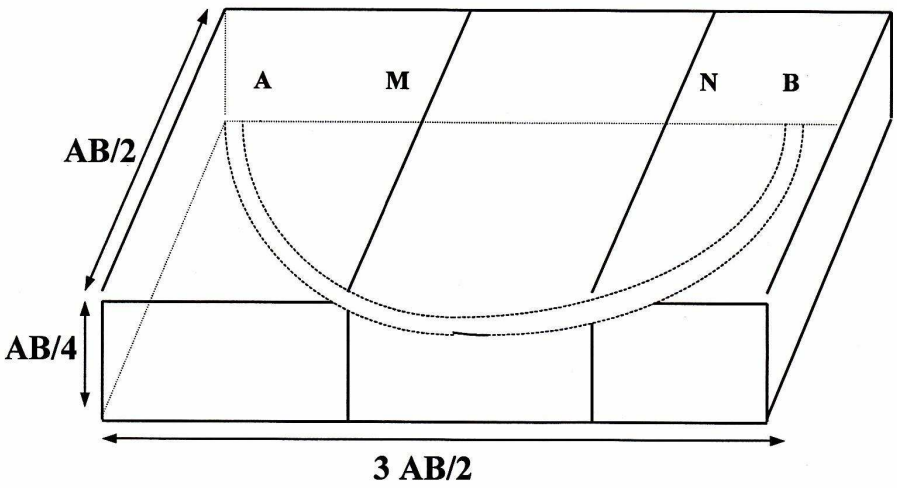
δ_{ar}= résistivité de l'argile
Fs= résistivité du composant non argileux.
a= teneur en argile (en %).

Définition : On appelle résistance transversale R_T d'un terrain, le produit de sa résistivité transversale δ_T et son épaisseur H. Soit $\mathbf{R_T = \delta_T \times H}$

Dispositif de mesure :



Le dispositif de mesure le plus couramment utilisé est de type Schlumberger, dit encore quadripôle. Une ligne d'émission permet entre deux électrodes A et B, plantés dans le sol de faire passer un courant d'intensité I. On mesure la différence de potentiel V entre deux électrodes M et N qui constituent la ligne de réception. Les électrodes A et B, M et N sont disposés symétriquement par rapport au centre 0 du dispositif. En général, on utilise une source de courant continu de quelques ampères.



Le courant circule de A vers B à travers le terrain sous-jacent par une série de filets de courant contigus, l'expérience montre que la presque totalité des filets de courant est contenue dans un

parallélépipède de dimensions : largeur = AB/2 ; longueur = 3 AB/2 Profondeur = AB/4. La profondeur d'investigation est donc égale à AB/4. Cette profondeur n'est qu'approximative et l'imprécision augmente avec le nombre de terrains.

Interprétation des mesures : La résistivité δ du terrain, affecté par le champ électrique ainsi crée est donnée par la loi d'ohm dont la formule d'application à ce phénomène est **$\delta = K\ V/I$**, K est un coefficient numérique, fonction de la disposition ; des électrodes AMNB, ce calcul pour les terrains homogènes et isotropes permet de déterminer la résistivité spécifiqueδ, Mais c'est rarement le cas et on obtient alors la résistivité apparente δ_a.

Méthodes d'investigation :

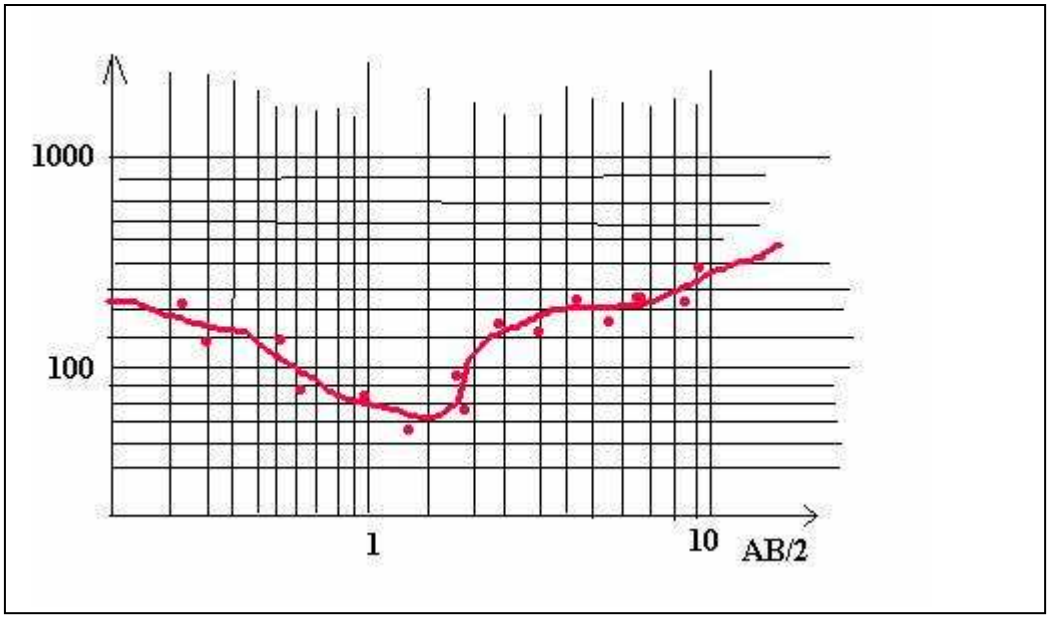
La mise en œuvre du dispositif de mesure permet deux méthodes d'investigation :

- Le sondage électrique.
- Les profils et cartes des résistivités (à partir de plusieurs sondages électriques, on établit un profil).

Sondage électrique :

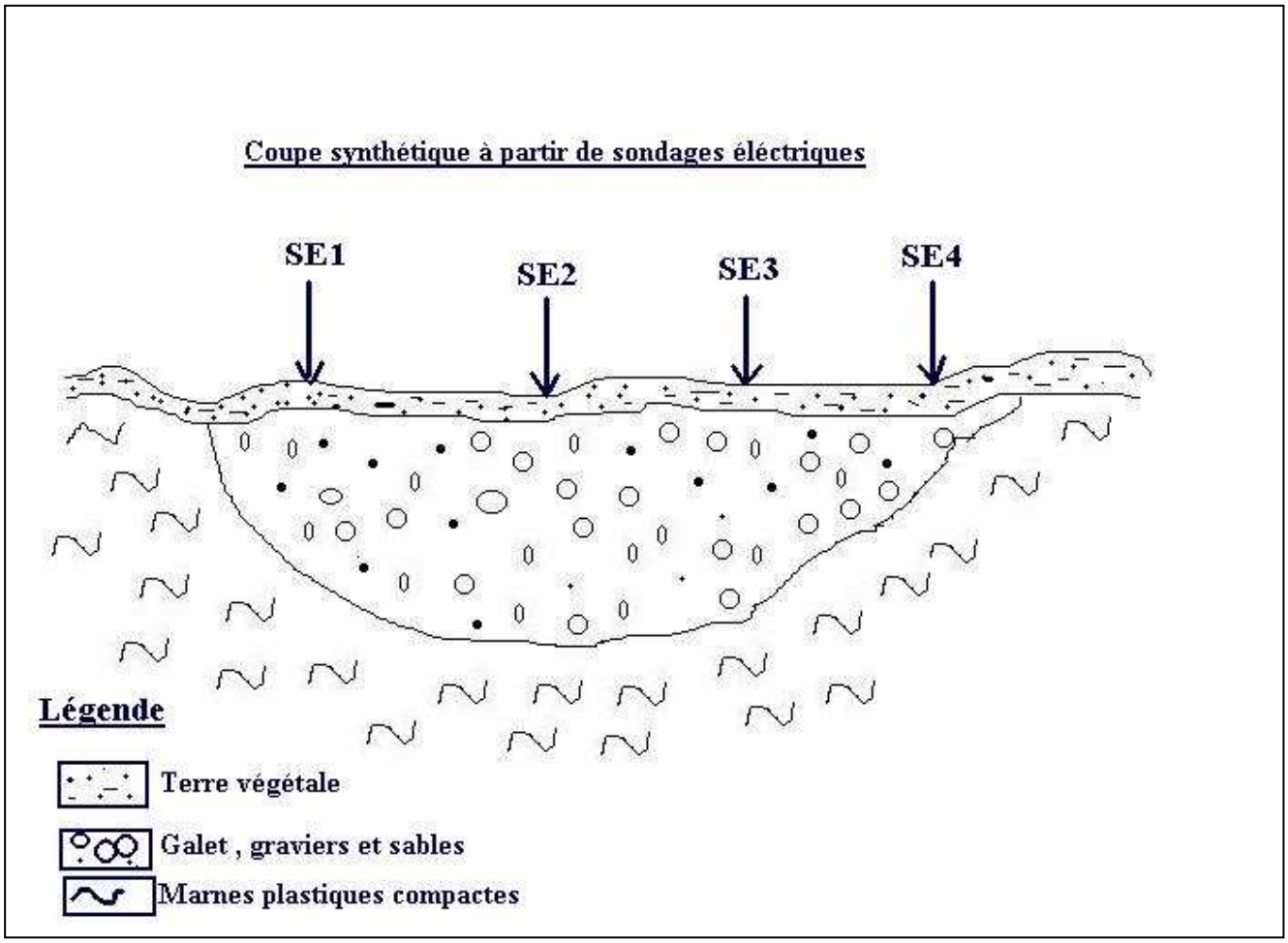
Principe : Si l'emplacement du point 0 est fixe, nous pourrons augmenter la profondeur d'investigation à la verticale de 0 et ce en écartant progressivement les électrodes A et B symétriquement par rapport à 0. Le diagramme des sondages électriques permet :

- De déterminer la structure du sous-sol
- De calculer les résistivités apparentes δ_a et spécifiques δ (formule d'Archie).
- De calculer la puissance des couches.



L'interprétation des sondages électriques se fait à l'aide d'abaques et de logiciels perméttant de voir le nombre de terrains ainsi que leur épaisseurs.

La réalisation de plusieurs sondages éléctriques sur un profil déterminé ainsi que la connaissance de la géologie régionale permet de reconstituer la structure du sous sol.



Il est important de signaler que la réalisation d'un certain nombre de profils permet de tracer une carte de résistivités.

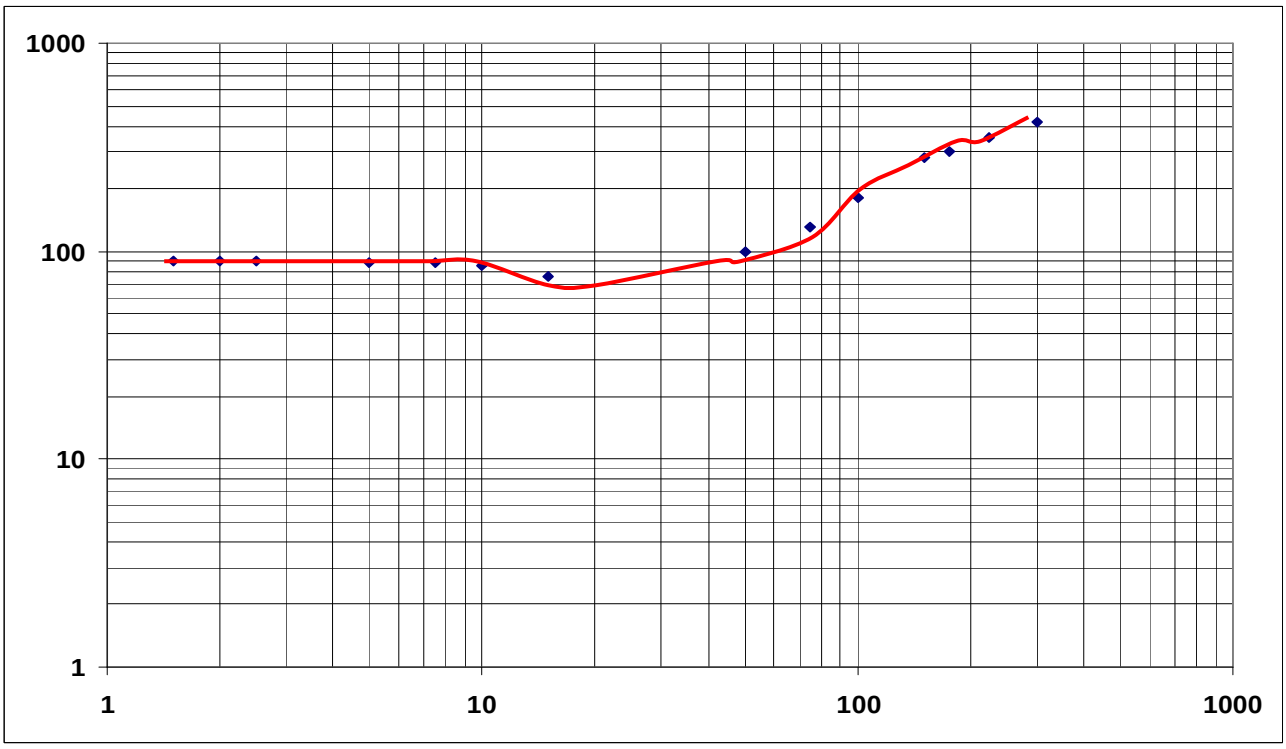
Remarque : pour faire la corrélation entre les résistivités mesurées avec la nature lithologique, il est indispensable de faire un étalonnage et ce par la mesure de la résistivité au niveau des affleurements.

Exemple de mesures sur le terrain

AB/2 (m)	ρ_a
1,5	90,5
2	89
2,5	89,6
5	88,74
7,5	87,5
10	85
15	75
50	100
75	130
100	180
150	280

175	300
225	350
300	420

Courbe de sondage électrique



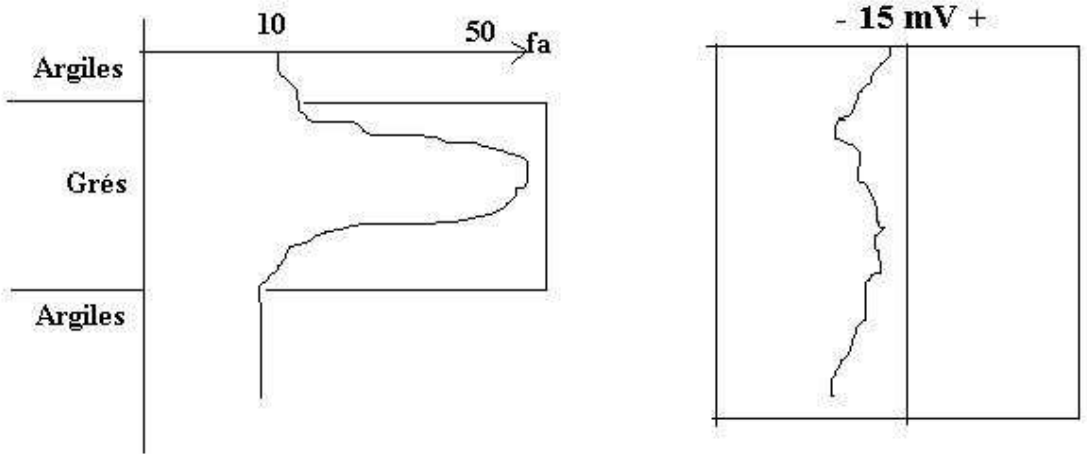
IV) Les diagraphies dans les forages :

La difficulté d'établir une coupe géologique précise des sondages mécaniques à partir des débris ramenés par le fluide de forage et, d'autre part le coût élevé du prélèvement de carottes ont conduit au développement de nombreuses techniques d'exploration géophysique des sondages tels que les diagraphies. Les diagraphies se font en trou nu et plein de boue ou de fluide de forage.

A) La résistivité apparente :

Du fait de l'invasion du terrain par la boue, on ne mesure qu'une résistivité apparente, mais divers dispositifs de mesure ont été mis au point de façon à obtenir une résistivité proche de la valeur réelle.

Mesure de la résistivité :



Graphique d'évolution verticale de la résistivité

Le plus souvent, on enregistre deux diagraphies avec deux sondes d'espacement différent : Soit une sonde dite « Petite normale » d'espacement généralement égal à 16 pouces/40cm). Et une sonde dite « grande normale » d'espacement égal à 64 pouces (1,6m).

B) La polarisation spontanée :

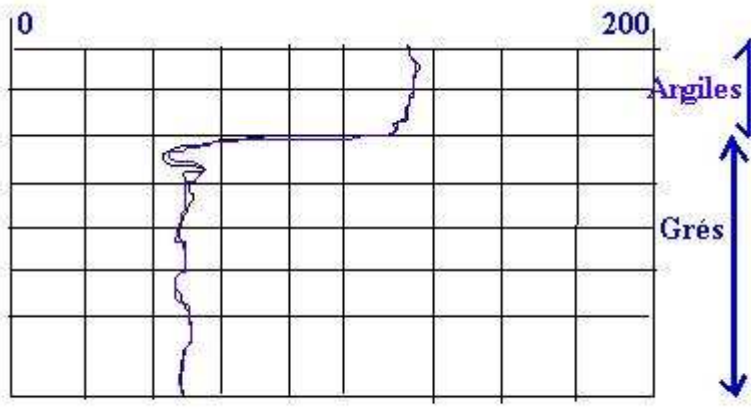
La courbe de polarisation spontanée ou P.S correspond à l'enregistrement des potentiels qui s'établissent naturellement dans un trou de sondage. La mesure de la P.S nécessite un circuit très simple : Deux électrodes M et N, un câble mono conducteur isolé, un circuit potentiomètrique pour équilibrer une éventuelle différence de potentiel entre les deux électrodes et un milli - voltmètre.
Les couches argileuses ou marneuses d'un sondage ont en général le même potentiel naturel. Sur la diagraphie P.S, elles permettent de définir une ligne de base ou de zéro relatif à partir de laquelle est déterminée la P.S des formations perméables. Sauf indication contraire, la P.S est positive à droite de la ligne de base, négative à gauche. Les formations poreuses s'identifient par leur P.S négative.

C) Les diagraphies nucléaires :

Les diagraphies nucléaires mesurent la radio - activité, naturelle ou provoquée des couches traversées par un sondage. Les plus utilisés sont :

- Mesure de la radio - activité naturelle : gamma ray.
- Mesure de la radio - activité provoquée : neutron et gamma - gamma (ou de densité).

Le principal avantage du carottage nucléaire est qu'ils peuvent être exécutés aussi bien dans des sondages vides ou tubés que dans les forages non tubés pleins de boue.
Les laves, sables, grès, calcaires, dolomies et autres formations perméables sont beaucoup moins radio - actifs que les argiles. La diagraphie gamma est principalement sensible aux variations de la teneur en argile des couches.



D) <u>Le diamètreur</u> :
Il donne la variation du diamètre du trou et permet donc la localisation des cavités karstiques.

D) <u>Sonde CCL</u> :

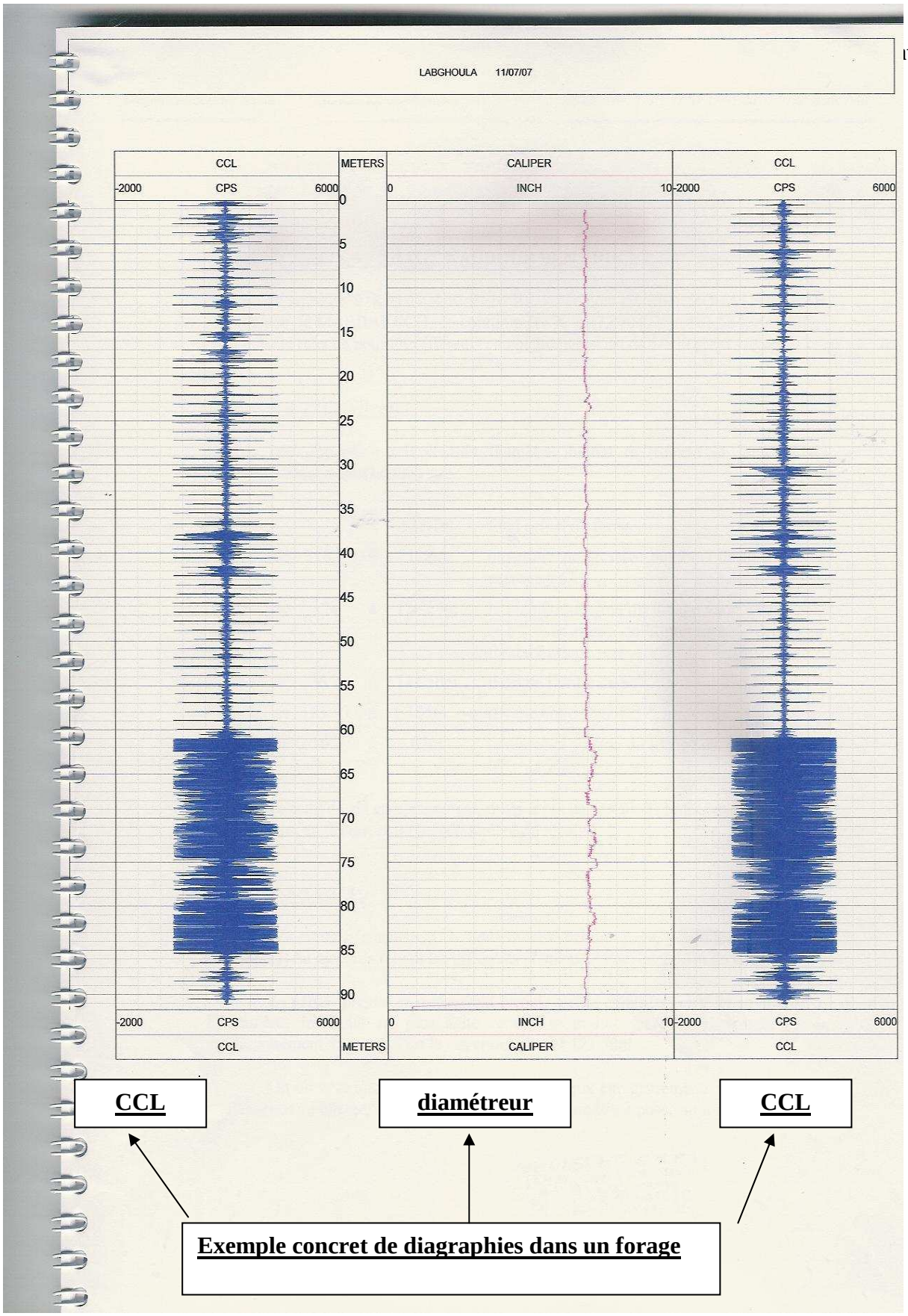
C'est une sonde qui permet :

- La détection des joints de tubages métalliques
- L'indication de la côte des crépines
- L'estimation de l'état de corrosion du tubage
- La localisation des ventes et vides dans un tubage.

E) <u>Récapitulation</u> :

Les types de diagraphies généralement utilisées dans un forage d'eau sont :

1) La P.S.
2) La résistivité.
3) Le gamma ray.
4) Le diamètreur.


LABGHOULA 11/07/07
CCL
-2000 CPS 6000
METERS
CALIPER
0 INCH 10
CCL
-2000 CPS 6000
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
55
60
65
70
75
80
85
90
-2000 CPS 6000
CCL
METERS
0 INCH 10
CALIPER
-2000 CPS 6000
CCL
CCL
diamétreur
CCL
Exemple concret de diagraphies dans un forage

Les études hydrogéologiques

I)Introduction :

Il s'agit de deux genres d'études à savoir :

- les études relatives à la prospection hydrogéologique pour le dégagement de ressources en eau et dans un milieu inconnu ou peu connu.
- Les études de synthèse hydrogéologiques afin d'évaluer les ressources en eau au niveau d'un aquifère ou d'une région.

II) Campagnes de prospection hydrogéologique :

II.1) Phase de collecte de données :

Il s'agit de rassembler toutes les données nécessaires afin de faire des implantations de sondages de reconnaissances. Les investigations préliminaires sont comme suit :

- **II.1.1) Enquêtes de terrain** : visites des points d'eau existants en précisant les caractéristiques suivantes :

  - Coordonnées de situation (X, Y, Z) : utiliser les cartes topographiques, systèmes GPS.
  - Nature du point d'eau : forage, puits, source.
  - Usage : eau potable, irrigation, industrie + détails sur l'activité socio-économique.
  - Date de réalisation et de mise en service.
  - Caractéristiques du point d'eau : mode de réalisation, profondeur totale, diamètre du forage et du tubage, nature du tubage,
  - Caractéristiques hydrauliques : niveau piézométrique, débit, rabattement, planning de pompage, qualité de l'eau.
  - Problèmes spécifiques au point d'eau : assèchement, pollution…
  - Idée grossière sur la géologie régionale, coupes géologiques de terrain, déblais de puits.
  - Concevoir et constituer une base de données « points d'eau ».

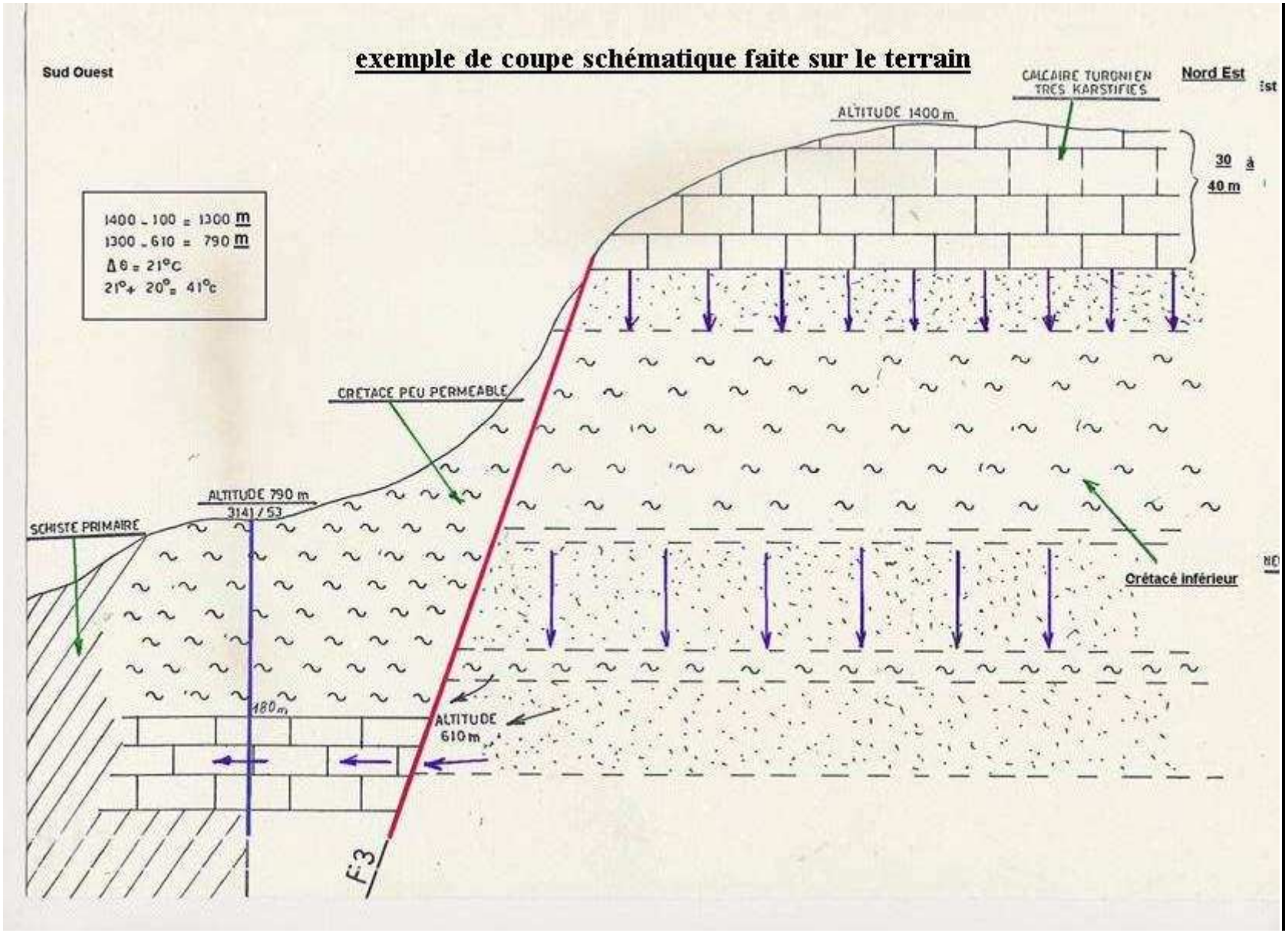
- **II.1.2) Examen des documents géologiques :**

  - Analyse des cartes géologiques existantes. (éviter les cartes à petite échelle).
  - Examen des coupes de sondages et forages réalisés dans la région (tout usage et tous organismes confondus).

- **II.1.3) Analyse des documents géophysiques :**

  - Examen des rapports de campagnes géophysiques.
  - Analyse des profils géophysiques (terrains résistants).

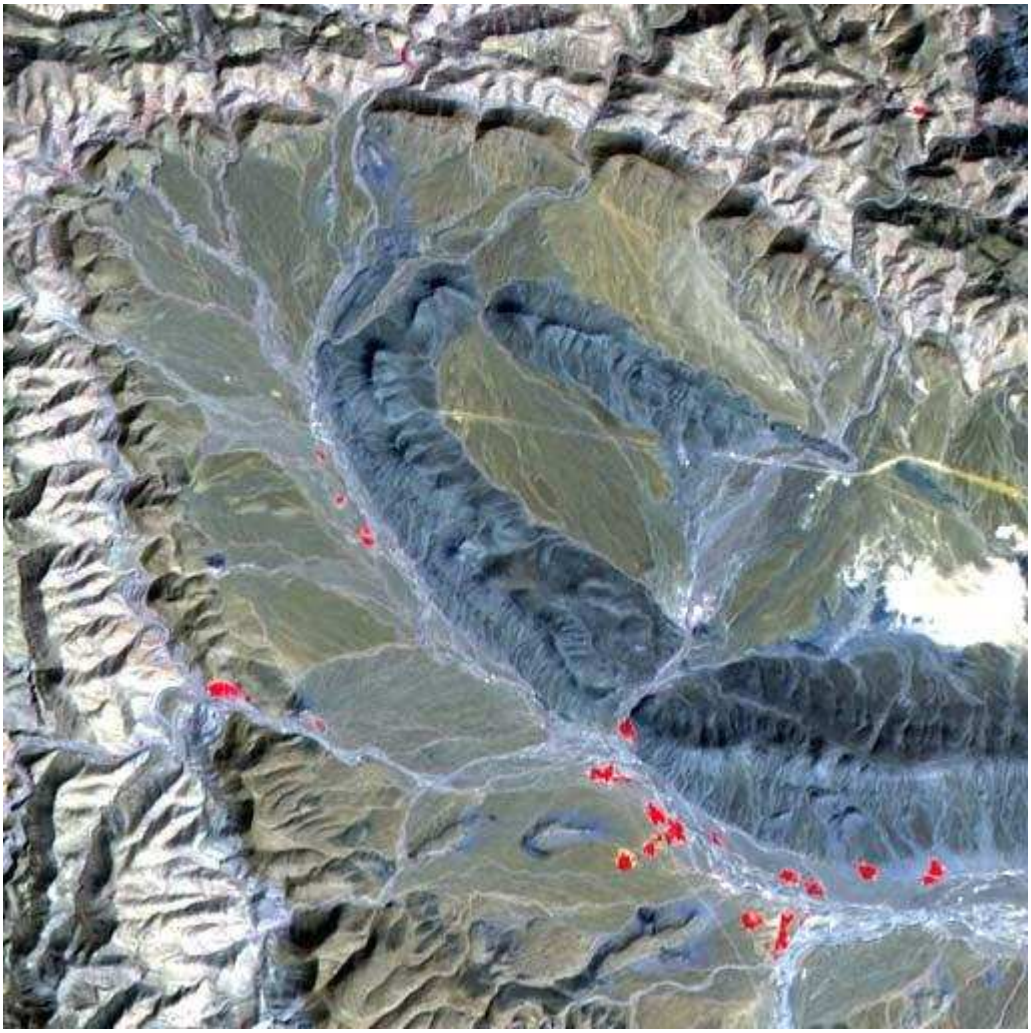
- **II.1.4) Examen des photos aériennes :**


exemple de coupe schématique faite sur le terrain
Sud Ouest
Nord Est
CALCAIRE TURONIEN TRES KARSTIFIES
ALTITUDE 1400 m
30 à 40 m
1400 - 100 = 1300 m
1300 - 610 = 790 m
Δθ = 21°C
21°+ 20° = 41°C
CRETACE PEU PERMEABLE
ALTITUDE 790 m
3141 / 53
SCHISTE PRIMAIRE
Crétacé inférieur
180 m
ALTITUDE 610 m
F3

- Cartographier en vision stéréoscopique les fractures, failles (linéaments de manière générale).
- Idée sur les affleurements.
- Idée sur l'occupation du sol.

- **II.1.5) Examen des images satellites (télédétection) :**

- Analyse globale des images existantes (Spot, Landsat.), les images spot ont une résolution de 10m, celles de Landsat 100m.
- Cartographie des affleurements, linéaments, réseau hydrographique et ce en fonction d'une connaissance préalable du terrain ainsi que de la signature spectrale de chaque élément ou détail.



II.1.6) Rapport de synthèse des informations recueillies :

- Etablir un rapport synthétisant et harmonisant toute la panoplie de données et informations collectées.
- Elaborer une carte des implantations proposées en précisant les niveaux géologiques visés ainsi que les profondeurs à atteindre.

II.2) Phase de réalisation de la campagne de prospection hydrogéologique :

- Matérialiser les implantations sur le terrain.
- Suivre les travaux en notant toutes les informations.

I.3) Interprétation des résultats :

- expliquer les échecs (sondages stériles).
- Synthèse des données recueillies lors de la campagne de sondages.

III) Les études hydrogéologiques de synthèse :

III.1) Collecte des données existantes :

- Examiner les caractéristiques hydrogéologiques des points d'eau inventoriée et élaborer une base des données ou fichier Excel.

- Etablir des coupes hydrogéologiques afin de dégrossir les problèmes posés et comprendre le mécanisme de circulation des eaux.

- Contacter les différents organismes et administrations susceptibles d'avoir des données, informations et documents utiles pour l'étude à entreprendre.

- Enquêtes sur le terrain : piézométrie, échantillons d'eau (analyses chimiques ou bactériologiques), inventaire des foyers de pollution, prélèvements, jaugeages, …

III.2) Traitement des données recueillies :

Elaborer des fichiers informatiques et bases de données (exemple : base de données « points d'eau».

- Elaborer des SIG.
- Elaborer un Atlas cartographique : tracé de cartes thématiques.

IV) Elaboration du rapport de l'étude :

La structure du rapport dépend des spécificités de l'étude. Pour une étude hydrogéologique classique :

- Situation géographique et administrative.
- Etude climatologique.
- Etude géologique
- Etude hydrogéologique :

1) Définition des horizons aquifères.
2) Piézométrie : interprétation de cartes piézométriques
3) Etude des fluctuations piézométriques.
4) Etude des paramètres hydrodynamiques
5) Etude de la qualité des eaux
6) Essai de bilan
7) Modélisations

8) Recommandations pour travaux ou investigations complémentaires : sondages, piézomètres, géophysique.
9) Conclusions.

QF = débit de foration en l/s.
QE = débit d'essai en l/s.
T = transmissivité en m^2 / s.
S = coefficient d'emmagasinement

Synthèse hydrogéologique sur les jbilétes centrales

EA = épaisseur aquifère.
C = conductivité électrique en us/cm
RS = résidu sec en mg/l

IRE	X	Y	Z	DATE	N	P.T	NP	niveau productif	E.A	C	R.S	Q.F	Q.E	T	S
3014/44	256,7	148,75	508	02/05/1982	R	80	42,15	schistes altérés	26	1180		0,4			
3012/44	257	149,3	502	11/02/1982	R	101	45,6	schistes altérés		1650		0,4			
1987/44	240,275	132,55	373	01/05/1981	R	58	23,86	schistes altérés et fracturés	28	1530		2,7			
1989/44	237,225	132,3	360	08/06/1981	R	61	17,57	schistes altérés et fracturés	19		780	2,5			
1926/44	237,75	133,95	369	04/09/1982	R	51	27,45	schistes altérés			500	2,5			
1927/44	236,05	134	361	03/06/1982	R	48	9,3	schistes altérés			660	6			
1910/44	240,55	134,6	381	07/02/1982	R	63	42	schistes altérés			17000	0,1			
1925/44	238,05	135,15	392	07/08/1982	R	48	7,95	schistes altérés			560	6,5			
1928/44	235,1	135,4	368	12/05/1982	R	75	43	schistes altérés			740	0,1			
3654/44	234,85	138,35	390	02/06/1988	R	50						0			
1992/44	249,2	136,2	460	11/05/1981	R	60	29,43	schistes fracturés			700	2,5			
3035/44	250,05	137,15	450	02/05/1987	R	80	11,2	schistes altérés et fracturés	40		450	8,3			
3036/44	250,05	137,15	450	04/06/1987	R	42	12	schistes altérés	30		450		15	1.10^{-3}	6%
1911/44	242,35	139,9	435	05/03/1982	R	50	13,5				1021	0,7			
1923/44	238,85	137,8	397	12/05/1982	R	42	12,9				340	12			
3655/44	233,3	138	360	02/12/1988	R	45						0			
1912/44	250,6	142,2	515	01/06/1982	R	54	19				660	0,5			
1924/44	237,3	142,3	441	01/04/1982	R	51	24,5				420	0,2			
2198/44	266,6	157,15	439	02/06/1985	p	47									
3667/44	240,225	133,5	373	01/02/1989	p	37	22,53	schistes altérés					6,5	3.10^{-4}	
1692/44	249,65	132,35	461	02/05/1977	p	24	15,4				500	0	1	4.10^{-4}	
1990/44	242,2	132,45	382	02/05/1981	R	52	14,3	schistes altérés et fracturés	12		870	3,6			
1929/44	243,5	132,7	387	04/09/1982	R	72	22,25				800	1,2			
1991/44	244,95	133,275	400	05/06/1981	R	51	20,46	schistes altérés			840	2,2			
3653/44	233,75	141,75	410	02/06/1988	R	40	20,75	quartzites fracturées	21	1930		0,8			
3651/44	233,75	146,5	480	05/08/1988	R	94						0			
3660/44	245,15	148,25	550	02/08/1988	R	100	3	schistes altérés	16	2750		0,1			
3658/44	244,55	148,15	540	07/09/1988	R	100	3,4	schistes altérés	50	2000		0,1			

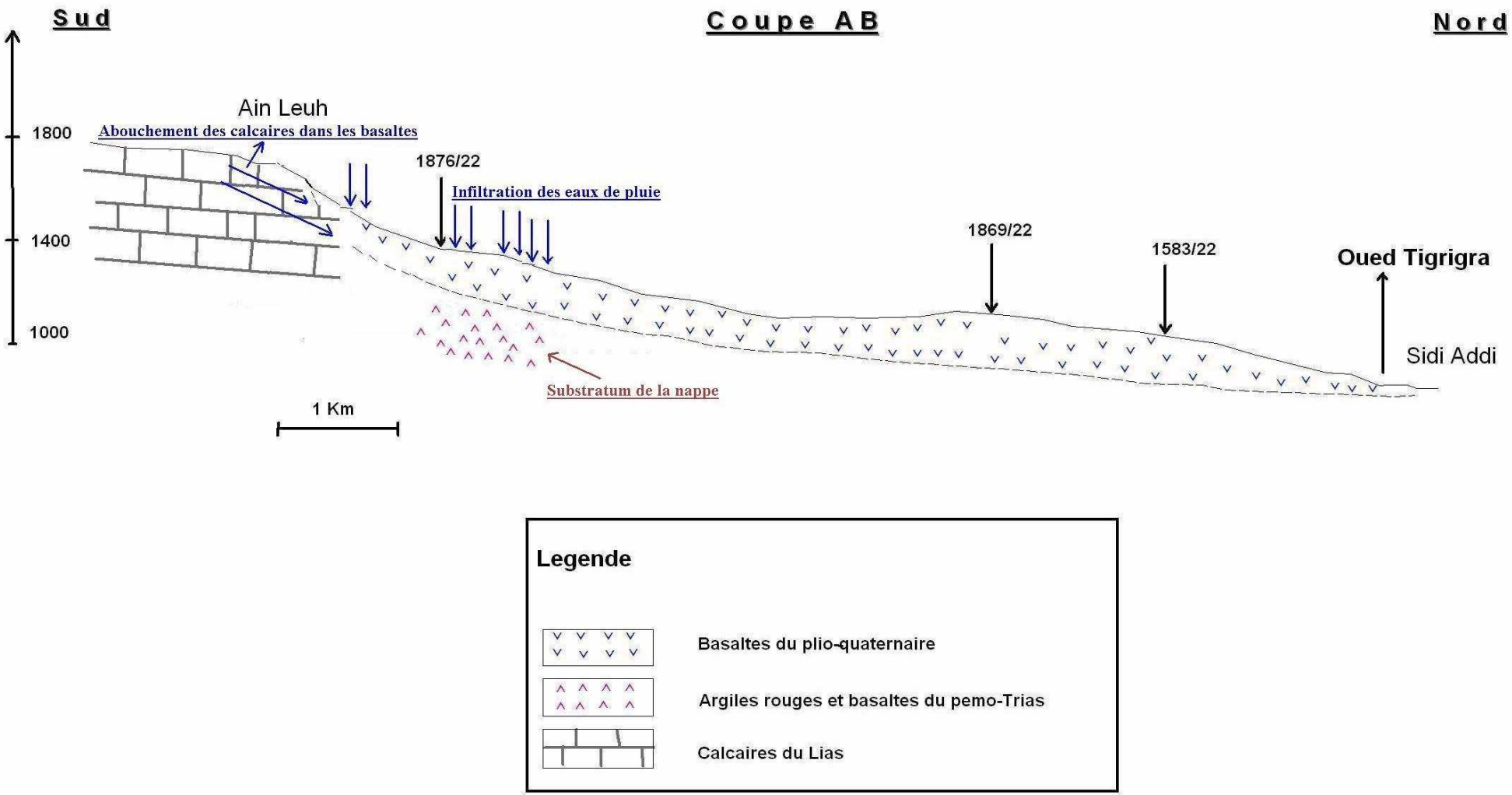
3657/44	242,65	148,15	540	02/08/1988	R	94	14,5	schistes altérés	25	1730		0,4			
3656/44	242,35	147,95	550	04/07/1988	R	100	5,9	schistes altérés	100	1170		0,2			
3659/44	244,75	150,3	515	02/09/1988	R	100	26	schistes altérés	36	1870		1			
3652/44	232,5	153,075	550	01/06/1988	R	94	16,55	schistes fracturés		3450		0,8			
3049/44	233,3	152,75	540	02/05/1988	R	150			150			0			
3034/44	247,25	135	423	01/04/1987	R	80	11,1	schistes fracturés		920		2			
1985/44	247	128,4	389	02/03/1981	R	64						0			
1986/44	246,45	128,75	388	01/05/1981	R	58						0,1			
1908/44	246,1	130	394	01/07/1982	R	65	23,47				1200	0,1			
1909/44	245,65	129,25	387	02/05/1982	R	26	13,35								
1930/44	245,4	128,15	378	02/05/1982	R	60	6,1				1160	12			
3047/44	233,9	153,9	510	02/06/1988	R	150	11,07				2600		1		
3046/44	234,5	153,7	510	02/08/1988	R	153	71,8				2200	0,5			
3045/44	234,6	154,45	516	11/11/1988	R	160						0			
1920/44	215,6	140,05	382	02/03/1982	R	60	19				1817	0,5			
1919/44	216,85	141,1	409	02/08/1982	R	60	28,1					0,1			
1918/44	217,45	143	413	01/03/1982	R	69	17,05					0,1			
1917/44	217,65	143,5	413	11/04/1982	R	72	25				1020	0,3			
3010/44	257,5	129,5	430	21/12/1982	R	31	17,6	schistes altérés et fracturés		3000		0,8			
3011/44	258,2	129,4	435	02/08/1982	R	40	21,6	schistes fracturés		2400		2,2			
1922/44	241	135,35	396	12/11/1982	R	60	10,25				540	0,2			
3037/44	244,75	136,35	420	14/05/1987	R	80	10,5	schistes altérés	30	800		1,4			
1931/44	243,1	129,7	378	14/05/1982	R	36	13				360	5,2			
1995/44	229,25	153,35	550	03/12/1982	R	61	17,83	schistes altérés et fracturés		1240		2			
1996/44	229,4	154,5	540	21/02/1981	R	61	22	schistes altérés et fracturés			1480	2			
1994/44	229,1	153	565	02/04/1981	R	70						0			
1993/44	227,55	153,8	558	01/02/1981	R	73	39,65	schistes fracturés			1150	0,2			
1563/44	236,525	153,6	503	01/05/1965	P	28	18,4	schistes altérés			1060		5		
1648/44	229,3	154,25	543	02/12/1968	P	7	2,7	schistes altérés			1000		4,5		
2449/44	273,4	129,25	481	01/03/1971	P	16	8,8								
2145/44	258,175	129,35	435	05/08/1985	P	34	24,4						10	1.10^{-3}	
1817/44	210,1	159,4	450	01/02/1981	P	15	3,68						3	1.10^{-4}	

1202/44	282,6	136,27	572	01/02/1972	P	21	18,2	schistes altérés			1890		0,2		
1660/44	278,025	139,25	557	01/03/1968	P	15	5,8	schistes altérés					2,3		
1649/44	279,025	139,8	565	01/02/1968	P	11	6,65	schistes altérés			475		0,3		
1247/44	292,85	146,1	634	01/04/1972	P	6	5,15	schistes altérés			700		0,5		
2517/44	289,95	144,65	615	02/03/1972	P	16	13,9						0,5	2.10^{-3}	
3002/44	280,65	144	660	02/09/1981	P	32	11,65	schistes altérés et fracturés			2980		1,6	1.10^{-4}	
2513/44	286,125	145,675	629	02/06/1972	P	11	9,7						1,3	2.10^{-4}	
2511/44	291,3	146,25	645	02/05/1972	P	20	18,66						0,6		
1282/45	296	141,5	580	02/03/1972	P	20	16,05						1,9	7.10^{-4}	
1279/45	301,2	150,1	640	01/02/1972	P	18	11,94						0,2	0	
1235/44	296,625	149,55	671	02/09/1972	P	11	9,15						0,5		
3030/44	245,85	129,4	389	02/03/1987	R	70	14,32	schistes altérés et fracturés	70		17500	8,3			
3033/44	244,75	129,85	389	04/05/1987	R	80	16,1	schistes altérés et fracturés	30		800	2			
1988/44	240,225	133,5	373	02/07/1981	R	60	21,35	schistes altérés et fracturés			1190	6,5			
3220/44	257,8	131,7	454	01/02/1988	R	100	20,2	granites altérés	100	1300		0,2			
3221/44	258,1	132,05	458	01/04/1988	R	100	13,75	granites altérés et fracturés	17		950	0,3	0,3		
3222/44	262,1	129,55	446	04/11/1988	R	100	7,1	granites altérés	100		2600		4,8		
3223/44	256,75	126,35	418	01/12/1988	R	50	18,75	schistes altérés	33	6000		3,3			
3219/44	261,25	136,35	509	01/11/1988	R	100	13,53	granites altérés	94		2200	0,1			
3226/44	258,15	137,3	495	01/12/1988	R	80	12,36	schistes altérés et fracturés			1300	3,3			
3031/44	245,85	129,4	389	10/06/1987	R	43	15,25	schistes altérés et fracturés	43		1600		12,5	$1,4.10^{-3}$	
1996/44	229,4	154,5	540	02/08/1981	R	61	22	schistes altérés et fracturés	28		760	2			
1995/44	229,25	153,35	550	11/12/1981	R	61	61	schistes altérés et fracturés	27		760	2			
1994/44	229,1	153	565	12/06/1981	R	70									
1993/44	227,55	153,8	558	14/05/1981	R	73	39,65					0,2			
3015/44	266,7	150,6	495	14/02/1982	R	103	30,7					0,1			
3014/44	256,7	148,75	508	01/02/1982	R	80	42	schistes altérés	32	1180		0,4			
3049/44	233,3	152,75	540	14/12/1988	R	150						0			
1863/44	310,3	162,65	464	01/02/1982	R	43	2,8	schistes altérés	40	5100			3,6	1.10^{-4}	
1615/44	310,25	162,8	464	01/06/1982	R	51	18,6			1102					
3046/44	234,5	153,7	510	01/12/1988	R	153	71,8	schistes altérés	120		2200	0,5			

3269/44	245,35	154	485	01/12/1989	R	95						0			
3652/44	232,5	153,075	550	12/11/1988	R	94	15,55	schistes fracturés		3450			1		
3660/44	245,15	148,25	550	01/02/1988	R	100	2	schistes altérés	16	2750		0,1			
3659/44	244,75	150,3	515	01/02/1988	R	100	25	schistes altérés	36	1870		1			
3658/44	244,55	148,15	540	01/05/1988	R	100	2,4	schistes altérés	50	2000		0,1			
3657/44	242,65	148,15	540	04/11/1988	R	94	13,5	schistes altérés	25	1730		0,4			
3656/44	242,35	147,95	550	14/12/1988	R	100	4,9	schistes altérés	100	1170		0,2			
689/43	169,8	146,92	320	14/12/1981	R	84	2,19	schistes et grés fissurés			1680	0,4			
3272/44	227,15	145,05	543	01/02/1989	R	70	3,5	schistes altérés	41		2300		5	2.10^{-4}	
1920/44	215,6	140,05	382	01/11/1982	R	60	19			1700		0,5			
1919/44	216,85	141,1	409	01/04/1982	R	60	28,5			1490		0,1			
1918/44	217,45	143	413	01/12/1982	R	69	17,05			1420		0,1			
1917/44	217,65	143,5	413	11/12/1982	R	72	25			1410		0,3			
1916/44	218,65	143,85	437	14/11/1982	R	65	19,45			1215		0,3			
1915/44	220,9	152,2	495	12/11/1982	R	60	8,6			1215		1,2			
1170/43	179,4	155,25	275	14/10/1989	R	120	14			1400		1			
1169/43	174,9	152,7	380	14/10/1988	R	120	6	schistes altérés		1500		1			
1168/43	172,65	150,3	315	01/02/1989	R	104	5	schistes altérés		1300		1			
1167/43	177,1	142,55	260	01/02/1989	R	75	12	schistes altérés		1400		0,5			
1166/43	179,7	146,9	230	04/05/1989	R	120	7	schistes altérés				0,3			
1161/43	179,5	145,35	225	14/05/1989	R	120	7	argiles		4200		1			
670/43	170,6	147,05	320	01/02/1981	R	31	6,27	grés fissurés		1450		0,1			
696/43	170,05	145,25	315	14/11/1981	R	80	25,25	calcaires fissurés			1340	0,1			
695/431	161,3	137,75	139	01/10/1981	R	63									
691/43	170,2	146,25	305	01/12/1981	R	63	2,96	schistes et grés fissurés		2090					
688/43	169,77	143,75	320	01/12/1981	R	34	15,1	grés fissurés		2360		1,7			
651/43	187,4	135,15	220	10/12/1981	R	64	8,45	argiles et pelites		22500		0,3			
652/43	188,05	136,22	230	01/12/1981	R	58	14,65	basaltes alterés			7000	0,1			
653/431	885,57	136,35	225	01/02/1981	R	81	9,47	argiles et pelites		8900		2,5			
654/43	188,47	134,74	210	01/12/1981	R	6	0,46	pelites		2900		1			
656/43	188,33	134,8	211	01/11/1981	R	26	1,8	pelites		2800		2			
657/43	189	135,35	212	01/09/1981	R	3	1,94	pelites		2800		0,5			

658/431	189,47	136,37	214	01/02/1981	R	5	2,88	pelites			1360				
659/43	189,55	136,35	214	01/04/1981	R	15	3,7	pelites			1160				
660/43	189,63	136,33	215	01/10/1981	R	30	4	pelites			4000	0,1			
661/43	190,35	136,76	224	01/12/1981	R	29									
663/43	195,45	135,58	255	01/03/1981	R	81	3,18	grés fissurés			1220	0,8			
669/43	170,61	147,68	335	01/12/1981	R	52	6,9	grés fissurés		1520					
664/43	195,95	136,2	260	01/12/1981	R	50	2,42	quartzites fissurées			1260	0,2			
3698/44	273,65	147,6	670	11/12/1990	R	100	15,7	schistes altérés	40	2470		0,5			
3697/44	278,75	139,6	600	10/02/1990	R	70	4,8	schistes altérés	13	600		0,3			
3690/44	279,5	150,2	730	01/05/1990	R	90	1	schistes altérés et fracturés		4000			1,6	5.10^{-4}	
3695/44	281	149,05	642	01/04/1990	R	90	5,5	schistes altérés	14	3940		0,2			
3691/44	282,1	146	630	01/09/1990	R	90	16,6	schistes altérés	34	1990		0,1			
3363/44	275	130	492	10/11/1990	R	100	15,8	granites altérés	15	2730		0,3			
3692/44	281,95	143,35	650	10/12/1990	R	90	10	schistes altérés	22	1800		0,5			
3469/44	275,15	147,5	648	10/05/1990	R	100	15,9	schistes altérés et fracturés	32	3600			2		
3375/44	269,65	132,35	475	04/07/1990	R	100	9,27	granites altérés	74	4140			1,3		
3321/44	270	135	505	01/03/1990	R	100	38,4	granites altérés	100			0,1			
3377/44	271,9	134	500	08/05/1990	R	100	9	granites altérés	50	2180			4,7	1.10^{-3}	
3468/44	270,35	140,25	548	02/08/1990	R	95	11	schistes altérés	31						
3322/44	270	130	468	14/05/1990	R	85	10,12	granites altérés	75	6220			5,3		
3467/44	271,9	138,5	527	14/03/1990	R	100	7,9	pelites	14	4400		0,4			
3373/44	258,35	129,5	436	23/05/1990	R	60	27,5	schistes fracturés		3200		0,5			
3371/44	257,6	129,5	435	12/11/1990	R	61	28	schistes altérés	54	2130			5,2	2.10^{-4}	
3370/44	257,8	129,5	435	12/04/1990	R	75	27,6	schistes altérés	60	2050			5,4	6.10^{-4}	
3369/44	258	129,5	435	14/10/1990	R	85	28,7	schistes altérés	74	4040		0,5			
3272/44	227,15	145,05	543	12/08/1989	R	70	4	schistes altérés	41	2410			5	2.10^{-4}	
3271/44	226,85	140,75	468	12/11/1990	p	20	4,3	schistes altérés					3	2.10^{-4}	
649/43	166,2	144,2	320	14/12/1981	R	28						0			
669/43	170,6	147,7	335	14/12/1981	R	52	6,9			1520		0,1			
692/43	167,55	146,55	353	14/09/1981	R	90	48,46			1850		0,1			
3748/44	222,15	156,1	503	12/05/1991	R	91	14,5	schistes altérés	90	1270		0,2			

3749/44	222	152,1	486	14/09/1991	R	90	3,7	schistes altérés	90	1640		3			
3750/44	219,9	149,65	450	05/06/1991	R	90	11,3	schistes altérés et calcaires fissurés	25	1100		2,4			
3751/44	219,75	144,9	430	14/12/1991	R	90	4,3	schistes altérés	34	2500		2			
3752/44	221,85	147,15	465	24/11/1991	R	88						0,1			
3753/44	226,35	148,65	540	04/06/1991	R	90	7,3	schistes fracturés		1830		1			
3754/44	226,55	152,1	554	12/10/1991	R	90	34,5	schistes fracturés		2500		0,4			
3755/44	236	146,6	470	24/08/1991	R	90	7,9	schistes altérés et fracturés	13	1300		0,3			
3757/44	234,25	146,4	480	23/11/1991	R	90	4,2	schistes altérés et fracturés		1700		1,3			
3679/44	234,03	153,95	510	14/05/1990	P	59	13			2600			2,8	1.10^{-4}	
3711/44	227,15	145,05	543	14/03/1990	P	19	5						3,5	2.10^{-4}	
3271/44	226,85	140,75	468	24/09/1990	P	20	4,3						3	2.10^{-4}	
3790/44	216,7	141,1	405	01/02/1992	R	92	16,1	schistes altérés	27			0,8			
3791/44	216,15	140,85	396	14/11/1992	R	75	16,3	schistes altérés	75			0,1			
3795/44	218,9	136,55	376	11/11/1992	R	100	3,2	schistes altérés	100	2300		0,3			
3794/44	218,25	136,05	365	14/12/1992	R	75						0			
3792/44	218,45	136,15	370	14/05/1992	R	96						0			
3789/44	222,3	146,8	470	14/11/1992	R	100	3,05	schistes altérés	36	1600		2			
1863/45	310,3	162,65	464	07/05/1982	F.E	43	3,35	schistes altérés	40	5100			3,6	1.10^{-4}	
3796/44	245,4	152,2	495	26/02/1992	P	32	22,4						3		
3591/44	247	156,65	466	17/03/1992	P	57	50			1500			1		
3592/44	240,55	160,9	470	23/03/1992	P	58	48			1200			1		
3593/44	237,15	162,65	472	30/03/1992	P	58	49						3		
3261/44	242,7	132,7	385	22/11/1991	P	31	16			1635			4		
3788/44	226,35	148,65	540	27/03/1992	P	20	6			1800			3		
3499/44	216,2	140,9	395	30/09/1990	P	29	27,8				1400		0,1		
3787/44	222	152,1	486	26/03/1992	P	14	4			1600			10		
3667/44	240,225	133,5	373	15/10/1991	P	35	23,88			2340			6,7	3.10^{-4}	
1540/44	238,7	155,05	490	10/03/1992	P	85	75								
1692/44	249,65	132,35	461	09/05/1977	P	24	15						1	1.10^{-4}	
1543/44	246,75	153,2	485	19/04/1992	P	48	40						0,5		


Sud
Coupe AB
Nord
1800
1400
1000
Ain Leuh
Abouchement des calcaires dans les basaltes
1876/22
Infiltration des eaux de pluie
1869/22
1583/22
Oued Tigrigra
Sidi Addi
Substratum de la nappe
1 Km
Legende
Basaltes du plio-quaternaire
Argiles rouges et basaltes du pemo-Trias
Calcaires du Lias

Exemple de bilan : Nappe des basaltes quaternaires de la plaine de Tigrigra (Moyen Atlas)

Selon la conception classique des bilans, il y a lieu de comparer le débit total des entrées avec celui des sorties. Concernant les entrées, et pour le terme correspondant à l'alimentation par les eaux de pluie, on considère souvent la lame d'eau moyenne interannuelle. Toutefois, et comme les années de sécheresse l'ont montré, les déficits pluviométriques deviennent de plus en plus importants. Pour la ville d'Ifrane par exemple, on a un déficit moyen de 20% pour les 10 dernières années, ce déficit a pu atteindre 34% pour l'année 2001-2002. Dans ce qui va suivre, on établira trois bilans et ce pour trois scénarios :

- Un bilan utilisant les moyennes normales interannuelles,
- Un bilan correspondant à un déficit pluviométrique de 20%,
- Un bilan correspondant à un déficit pluviométrique de 40% ou plus dans le cas de persistance d'années sèches.

1) Bilan moyen interannuel :

Les entrées :

Les principales entrées sont comme suit :

- Infiltration des eaux de pluie sur l'aire d'affleurements des basaltes,
- Abouchement du causse calcaire de Ras El Ma,
- Abouchement du causse calcaire d'Ain Leuh-Tioumliline,
- Retour des eaux d'irrigation.

Les sorties :

Les principales sorties sont comme suit :

- Les prélèvements par pompage,
- Les sorties par les sources,
- Le drainage des oueds.

Evaluation des entrées :

a) Infiltration des eaux de pluie :

L'aire d'affleurement des basaltes est de 200Km^2, la pluviométrie moyenne interannuelle est de 600mm. En adoptant un coefficient d'infiltration de 20% sur les basaltes, le débit des infiltrations est de l'ordre de **761 l/s**

b) Abouchement du causse calcaire de Ras El Ma :

Selon la carte hydrogéologique d'ensemble, et en suivant le front de nappe au niveau de la courbe isopiéze 1300 du Lias, on a l=5kms (longueur de front de nappe), i=10% (gradient hydraulique), T=10^{-3}m^2/s (transmissivité moyenne).

En appliquant la loi de Darcy (Q=T. l. i), on obtient un débit de l'ordre de 500 l/s.

.Abouchement du causse calcaire de Ain Leuh-Tioumliline :

- Dans le secteur de Tioumliline : Le débit de front de nappe le long de la courbe isopiéze 1400 du Lias est Q=T. l. i avec T=1. $10^{-4}m^2/s$, l=2, 5km, i=0, 33

  Soit Q=83 l/s

- Dans le secteur de Ain Leuh : Le débit de front de nappe le long de la courbe isopiéze 1400 du Lias est Q=T. l. i avec T=1. 10-4m2/s, l=4, 5Km, i=0, 1

  Soit Q=45 l/s

Les apports à partir du causse Ain Leuh-Tioumliline sont donc 83+45 soit Q=128 l/s

c) Retour des eaux d'irrigation :

La superficie totale irriguée est de 5675 ha. En adoptant un coefficient de retour à la nappe de 20% sur le débit global prélevé (1440 l/s), le retour des eaux d'irrigation serait de 288 l/s.
Le débit total des entrées serait de 761+500+128+288 soit Q=1677 l/s

Remarquons au passage que l'alimentation de la nappe des basaltes provient à plus de 37% du système aquifère Liasique adjacent.

Il y a lieu de signaler aussi que des apports négligeables a partir du paléozoïque ont été négligés et ce pour deux raisons principales :

- Le Paléozoïque n'a été reconnu productif qu'en quelques points très localisés (au nord d'Azrou).
- Les caractéristiques hydrodynamiques sont tés médiocres.

Evaluation des sorties :

- Les prélèvements par pompage pour l'irrigation : 180 l/s
- AEP en milieu urbain et rural : 12+5, 3 = 17 l/s
- Drainage de l'oued Tigrigra : 840 l/s
- Sorties par les sources : 929 l/s (voir tableau des principales sources d'origine basaltique).

Le débit total des sorties serait donc Q=1966 l/s

2) Bilan avec déficit pluviométrique de 20% :

La pluie moyenne serait de 480mm, l'infiltration des eaux sur l'aire d'affleurement des basaltes serait $480x10^{-3}x200x10^{6}x$ 0. 20 soit Q=609 l/s

Le bilan se présentera alors comme suit :

Total entrées : 609 + 500 + 128 + 288 = 1525 l/s
Total sorties : 1966 l/s

3) Bilan avec déficit pluviométrique de 40% :

La pluie moyenne serait de 360 mm, l'infiltration des eaux de pluie sur l'aire d'affleurement des basaltes serait $360x10^{-3}$ $x200x10^{6}$ x 0. 20 Soit Q=456 l/s
Le bilan se présentera alors comme suit :

Total entrées : 456+500+128+288=1372 l/s
Total sorties : 1966 l/s

4) Confrontation : entrées-sorties :

Le tableau suivant récapitule les calculs et les chiffres avancés :

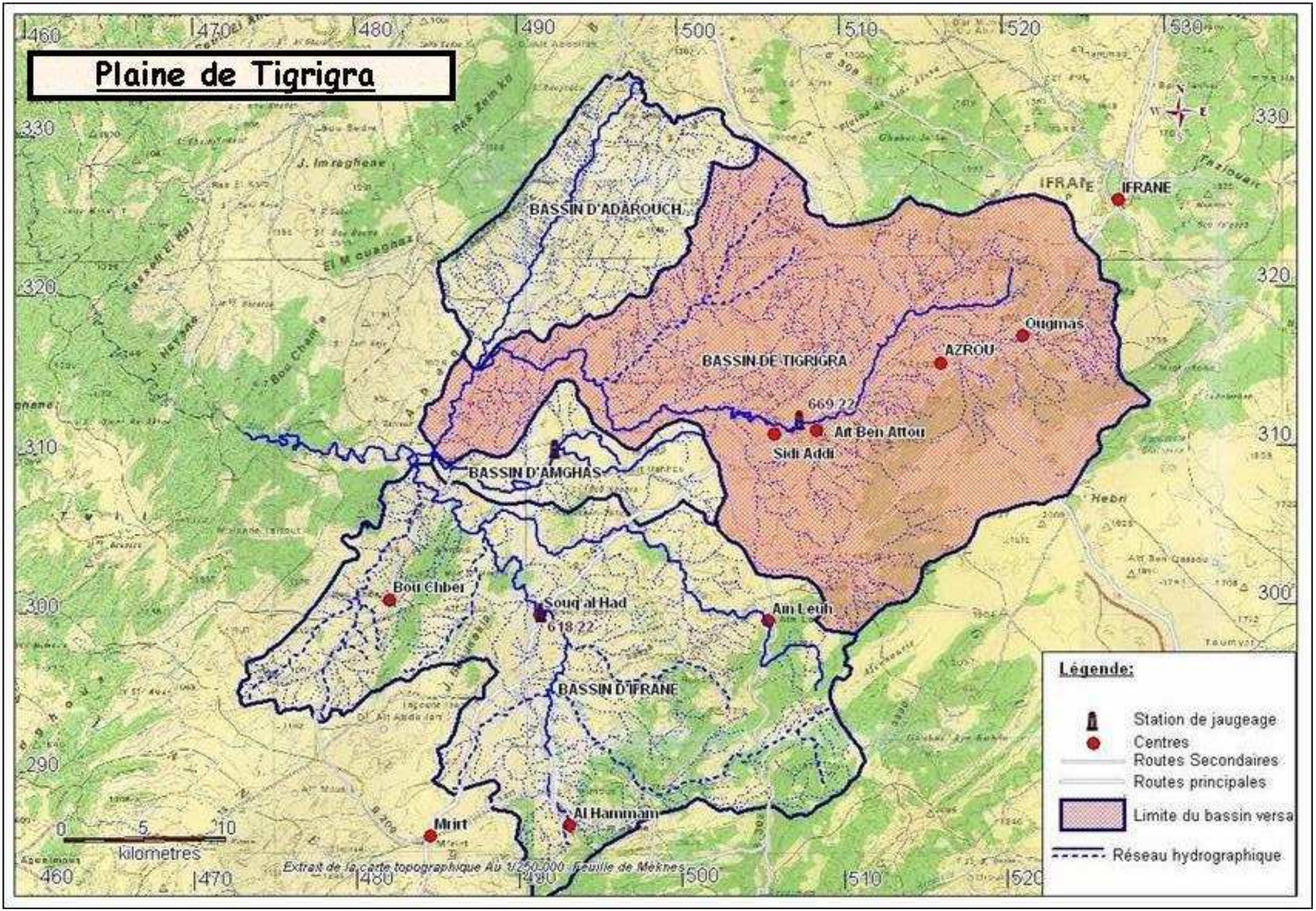
Bilan	Scénario1	Scénario2	Scénario3
Entrées	**1677**	**1525**	**1372**
Sorties	**1966**	**1966**	**1966**
Solde du bilan	**-289 (l/s)**	**-441 (l/s)**	**-594 (l/s)**

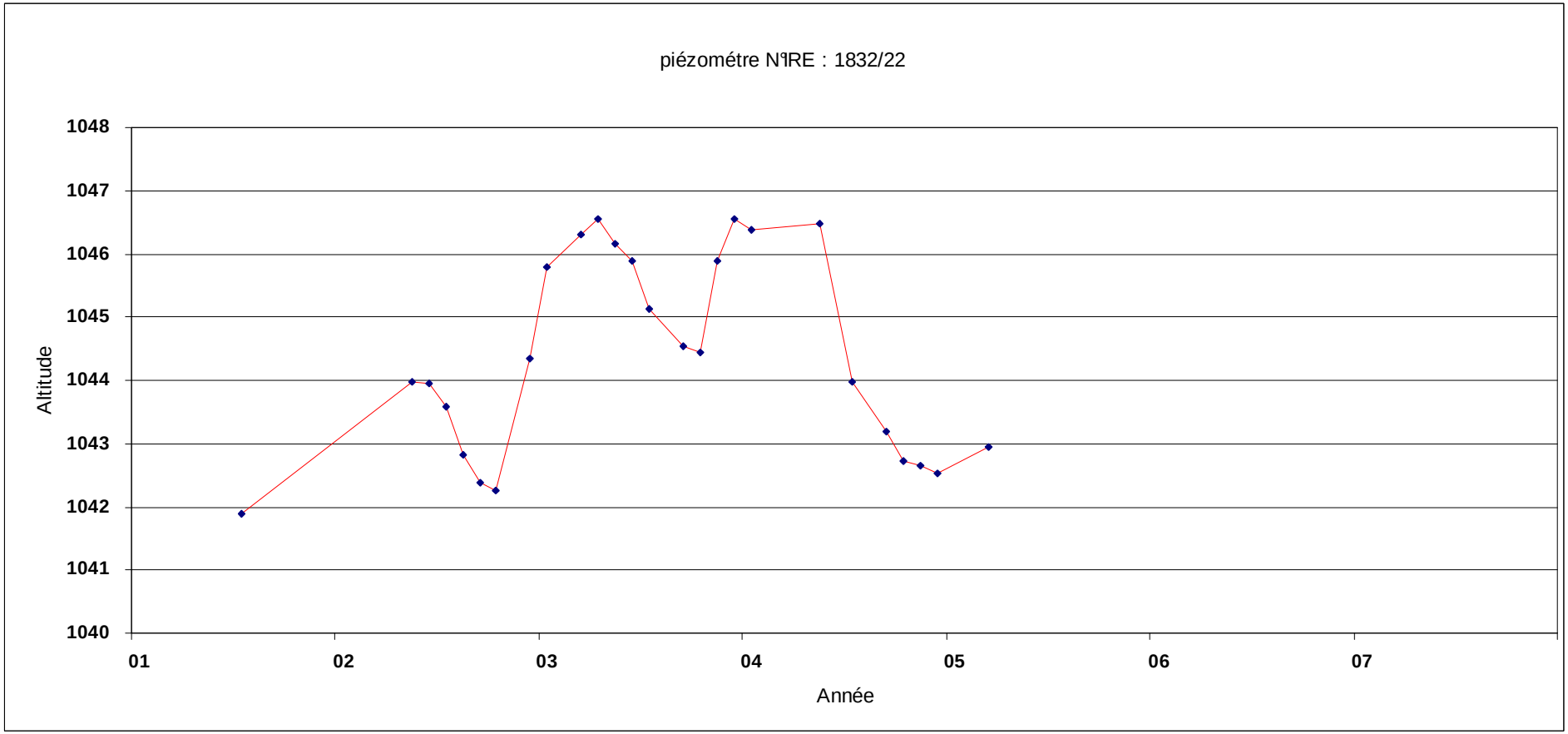
L'examen du tableau précédent permet d'avancer les remarques suivantes :

- Le bilan de la nappe est déficitaire même en cas de régime pluviométrique normal, le destockage s'amplifie davantage en cas de déficit pluviométrique. Il est donc recommandé d'arrêter les prélèvements par pompage dans l'état actuel sinon on assisterait à un tarissement total ou partiel des sources.

- Malgré les incertitudes et imprécisions dans les termes du bilan, on peut affirmer que la nappe des basaltes est actuellement dans un état de surexploitation qui risque de s'aggraver dans l'avenir si les pompages ne sont pas maîtrisés.

- L'historique piézomètrique quoique trop court, semble confirmer le bilan de la nappe. L'évolution des débits de sources et notamment à partir de l'année hydrologique 2000/2001 jusqu'à présent confirme également la tendance de surexploitation de l'aquifère basaltique.


Plaine de Tigrigra
BASSIN D'ADAROUCH
BASSIN DE TIGRIGRA
BASSIN D'AMGHAS
BASSIN D'IFRANE
IFRANE
Ougmas
AZROU
669.22
Ait Ben Attou
Sidi Addi
Bou Chber
Souq al Had
618.22
Am Leuh
Al Hammam
Mrirt
Légende:
Station de jaugeage
Centres
Routes Secondaires
Routes principales
Limite du bassin versa
Réseau hydrographique
0 5 10
kilometres
Extrait de la carte topographique Au 1/250.000 feuille de Meknes


piézométre NºRE : 1832/22
1048
1047
1046
1045
1044
1043
1042
1041
1040
Altitude
01
02
03
04
05
06
07
Année

La radiesthésie

I) Introduction :

Chez beaucoup de gens non spécialistes, il est presque impossible de citer les méthodes de recherches d'eau souterraine sans évoquer la baguette magique du sourcier ! il est encore courant de voir des personnes faisant appel au sourcier pour l'implantation de puits ou forages. La méthode consiste à prendre entre ses mains une baguette en forme de V, le sourcier marche de façon normale jusqu'à un certain moment ou la baguette se met à tourner, c'est un gisement d'eau !

Quelle crédibilité donner à cette méthode, quelle explication scientifique, et surtout quelle fiabilité du moment qu'un investissement suivra cette opération à savoir la réalisation d'un puits ou forage. Ce moyen de « prospection » fait partie d'une discipline dite la radiesthésie.

II) Quelques réflexions :

Avant de discuter la validité ou pas de la méthode, il y a lieu de rappeler que la réalisation d'un puits ou forage est dictée par un besoin socio-économique. : Alimentation en eau potable, irrigation, industrie. Or chacun de ces besoins nécessite une quantité précise (débit) et une qualité d'eau déterminée. Le sourcier ne peut garantir aucun de ces paramètres, son apport –s'il est justifié et bien fondé- est seulement d'ordre descriptif : il y a de l'eau ou pas.

Pour la méthode en elle-même, la baguette ou autre objet est en fait un matériel inerte, le fait qu'elle se met à tourner relève beaucoup plus de réactions physiologiques dans l'organisme du sourcier et qui lui sont propres. L'explication scientifique la plus probable et la plus admise actuellement est que l'eau crée un champ magnétique - de très faible intensité évidemment- et qui est senti par le sourcier grâce à une particularité dans son hémoglobine du sang. Cette sensation se traduit par des tremblements inconscients ce qui a pour résultat de faire tourner la baguette.

Beaucoup d’essais ont été tentés à travers le monde en guise de comparaison entre les résultats des sourciers – les vrais sourciers- et la réalité du terrain. Les résultats ne sont pas souvent en contradiction. En fait la baguette peut tourner non seulement en présence d’eau souterraine mais pour autre chose : un minerai par exemple ! Un tel constat doit remettre en cause les conclusions d’un sourcier « honnête ». En définitive, et si vraiment le sourcier est doté de particularités physiologiques, la baguette lorsqu’elle se met à tourner indiquera uniquement des anomalies, mais à priori on ne sait pas à quoi ça correspond. On peut dire qu’à la limite, c’est un « petit moyen géophysique ».

Actuellement, beaucoup de gens prétendent être des sourciers sans que leur organisme soit doté de réactions physiologiques particulières. Il faut dire également qu’ils dépassent leurs limites en indiquant des profondeurs d’eau et des sens d’écoulements de la nappe alors qu’en réalité il faut plusieurs données hydrogéologiques pour se prononcer. Bien entendu, c’est le côté lucratif qui pousse ces faux sourciers à dire n’importe quoi. Beaucoup de gens mal avertis ont été induits en erreur par ces sourciers.

Certaines personnes ont été agréablement surpris par des sourciers alors qu’en réalité le terrain de travail et de prospection renferme une nappe généralisée, en d’autres termes, là ou vous creusez, vous trouverez de l’eau : pas besoin de sourcier !

Il est intéressant de signaler que le sourcier –au cas d’un vrai sourcier- ne peut être sensible qu’à des « signaux » émanant de subsurface (proximité du sol) : une nappe phréatique à niveau proche du sol par exemple. Par contre en cas de nappe captive profonde à semi profonde, la baguette ne fera aucune réaction.

III) Conclusions :

La méthode de la baguette en tant que telle à un certain fondement scientifique mais d’ordre descriptif ou qualitatif. D’autre part, la réaction de la baguette n’est pas toujours associée à l’existence de l’eau souterraine. L’avis des hydrogéologues est indispensable, voire incontournable

Module N°5 : Aménagements hydrauliques

Chapitres :

1) **Généralités sur les barrages**
2) **Généralités sur les ouvrages annexes des barrages**
3) **Les centrales hydroélectriques**

Généralités sur les barrages

I) Introduction :

Un Barrage est un ouvrage qu'on construit sur un fleuve au droit d'un site favorable et présentant les conditions et critères requis. Les rôles à jouer par un barrage sont multiples :

- Stockage de l'eau pour utilisation dans l'agriculture ou l'alimentation en eau potable.
- Production de l'énergie électrique (centrales hydroélectriques).
- Régularisation du débit du fleuve et protection contre les crues et inondations dévastatrices.

Le volume retenu par un grand barrage peut aller jusqu'à des centaines de Millions de m^3, pour un petit barrage type- barrage collinaire- la capacité de rétention peut aller jusqu'à un million de mètre cube.

II) Choix du site d'un barrage :

Le choix d'un site de barrage doit tenir compte de plusieurs facteurs :

II.1) les apports d'eau en amont :

Le volume de la retenue est un facteur prépondérant puisqu'il va conditionner les usages et besoins en eau. Dans une première phase, il faut inventorier plusieurs sites et calculer le volume de la cuvette en adoptant une échelle appropriée (1/25 000 par exemple).

II.2) la morphologie de la vallée :

Il faut que la topographie au niveau du site et à sa partie amont permettent l'emmagasinement de l'eau tout en permettant aux appuis du barrage d'être solides et résistants vis avis des glissements ou éboulements de terrains.

II.3) la géologie du site :

La nature des roches de couverture et de fondations est déterminante, notamment en ce qui concerne la perméabilité, la fracturation, le pendage ainsi que l'épaisseur. En effet, l'étanchéité doit être quasi parfaite aussi bien à l'état naturel ou artificiel (injections pour colmatage de fissures, diaclases..). Il y a lieu de s'intéresser également à la lithologie du bassin versant amont et notamment vis-à-vis des problèmes d'envasement. (Remplissage de la retenue par des sédiments provenant du lessivage des eaux de crues).

II.4) disponibilité de matériaux :

La nature ainsi que la quantité des matériaux au droit ou aux alentours du site (alluvions, agrégats, limons, argiles) conditionne le type de barrage a concevoir ainsi que le coût de l'ouvrage. Si on

arrive par exemple à extraire les matériaux au droit même de la retenue, ceci augmenterait la capacité de stockage et minimise la remise en état des zones d'emprunt.

II.5) le régime hydrologique :

Il s'agit principalement des crues fortes et dévastatrices qu'il y a lieu de détourner lors de la réalisation des travaux.

II.6) critères économiques :

Une fois que la ou les conceptions techniques du barrage sont arrêtées, il faut procéder à une évaluation économique afin de comparer les coûts aux besoins et buts recherchés à travers la construction de l'ouvrage.

II.7) Impact de l'ouvrage sur l'environnement :

De telles études sont de plus en plus nécessaires et afin de permettre au barrage de s'intégrer dans son environnement aussi bien naturel que social.

III) Classification générale des barrages :

On peut distinguer deux grandes classes de barrages en fonction de la nature des matériaux :

1) **les barrages rigides** : ouvrages en maçonnerie ou en béton.
2) **Les barrages souples** : ouvrages réalisés en matériaux meubles, terre et enrochements.

En prenant comme critére la taille du barrage (hauteur sur fondation et capacité de la retenue), on distingue trois types de barrages :

1) **grands barrages : H > 15 m.**
2) **barrages collinaires H< 15m et 100000 <V< 1Mm^3**
3) **lacs collinaires : 5m <H< 8m**

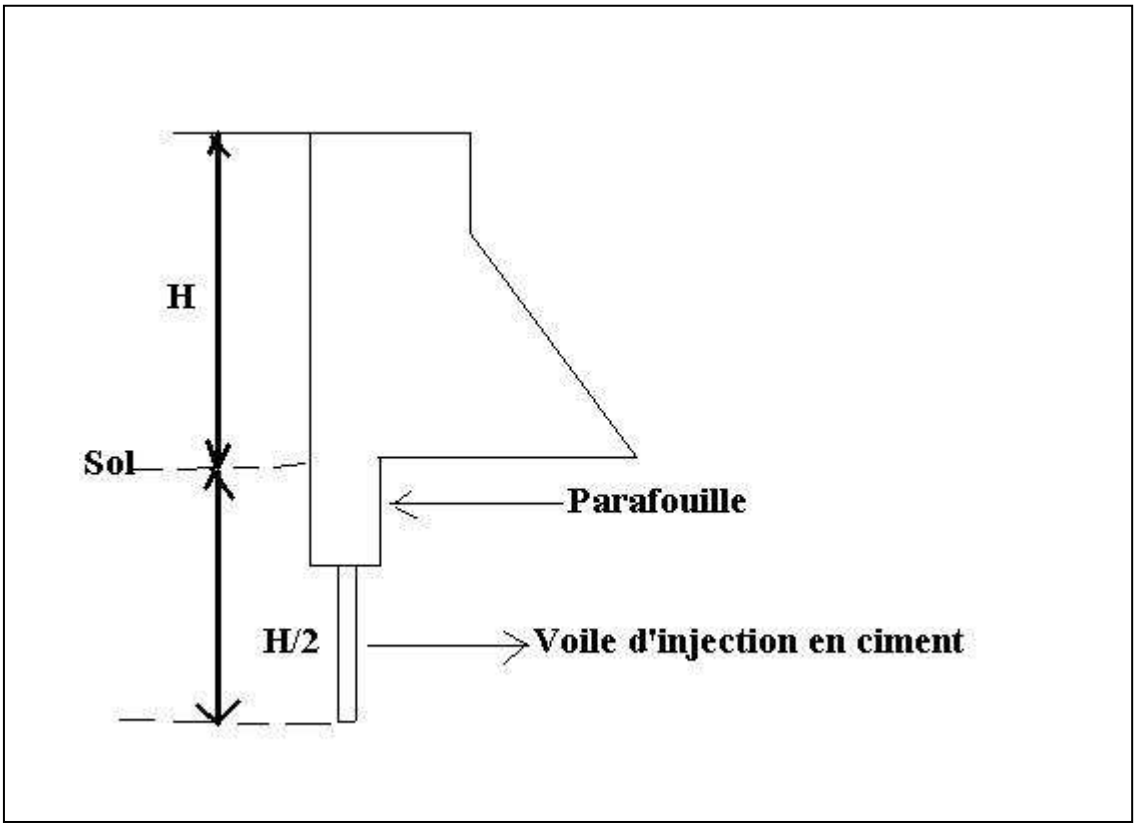
Les barrages en béton peuvent appartenir à plusieurs catégories :

A) Les barrage-poids :

Ce sont des ouvrages massifs s'opposant par leur poids à la poussée de l'eau du lac. Les barrages-poids modernes ont pratiquement tous la même coupe transversale triangulaire, le sommet du triangle placé au niveau le plus haut que pourra atteindre le plan d'eau.

Le poids doit être suffisant pour empêcher le massif de glisser sur sa fondation ou de basculer autour de l'arête aval de son pied. Mais ce poids doit être diminué des forces ascendantes de sous-pression dues aux écoulements inévitables de l'eau au contact du béton et du rocher ou dans les diaclases du rocher. Pour en réduire l'intensité, on encastre le barrage un peu plus profondément à l'amont (parafouille), on obture dans toute le mesure du possible les passages d'eau en sous sol par des injections de ciment jusqu'à une profondeur qui peut être par exemple, la moitié de la hauteur du barrage, enfin en aval de cet écrou, on décharge les pressions d'eau résiduelles dans le rocher par des bous de drainage également profonds.

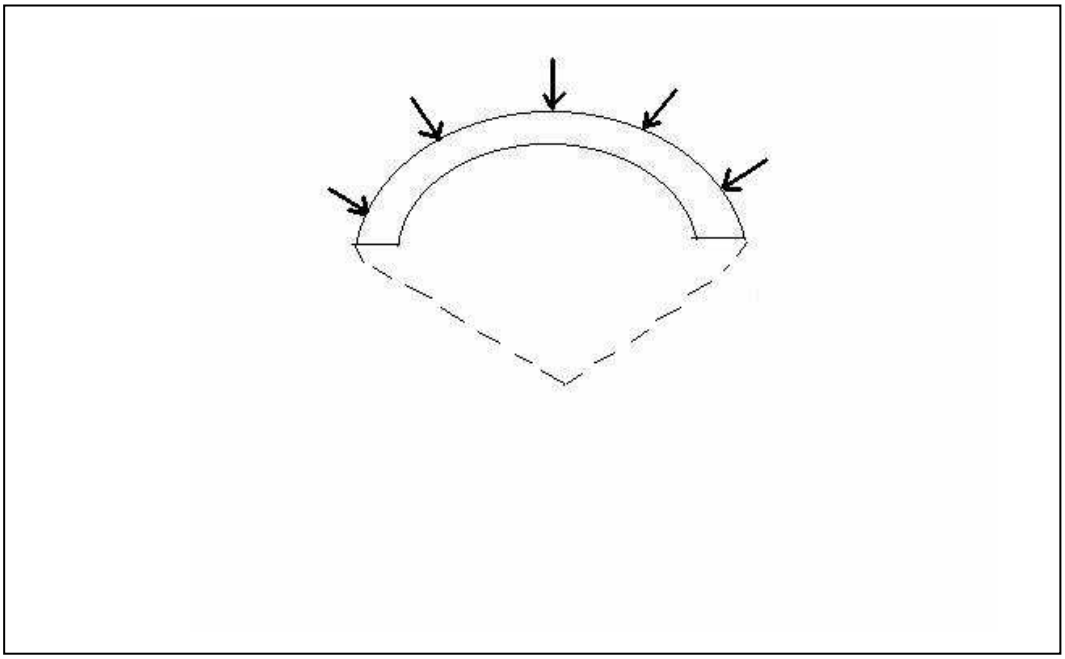
L'expérience montre que d'une manière générale, pour tous les ouvrages fondés sur un rocher de bonne qualité, on obtient une marge de sécurité confortable vis à vis du glissement si le rapport F/V des forces horizontales aux forces verticales est inférieur à 0,75.



B) <u>Les barrages-voûtes</u> :

Un barrage-voûte s'arc-boute sur les flancs de la vallée pour leur transmettre les efforts provenant de la poussée de l'eau, son mode de résistance est essentiellement différent de celui d'un barrage-poids et son degré de sécurité relève d'un tout autre critère (le degré de sécurité d'un ouvrage s'apprécie en fonction de l'événement qui a le plus de chance de provoquer sa sirène).

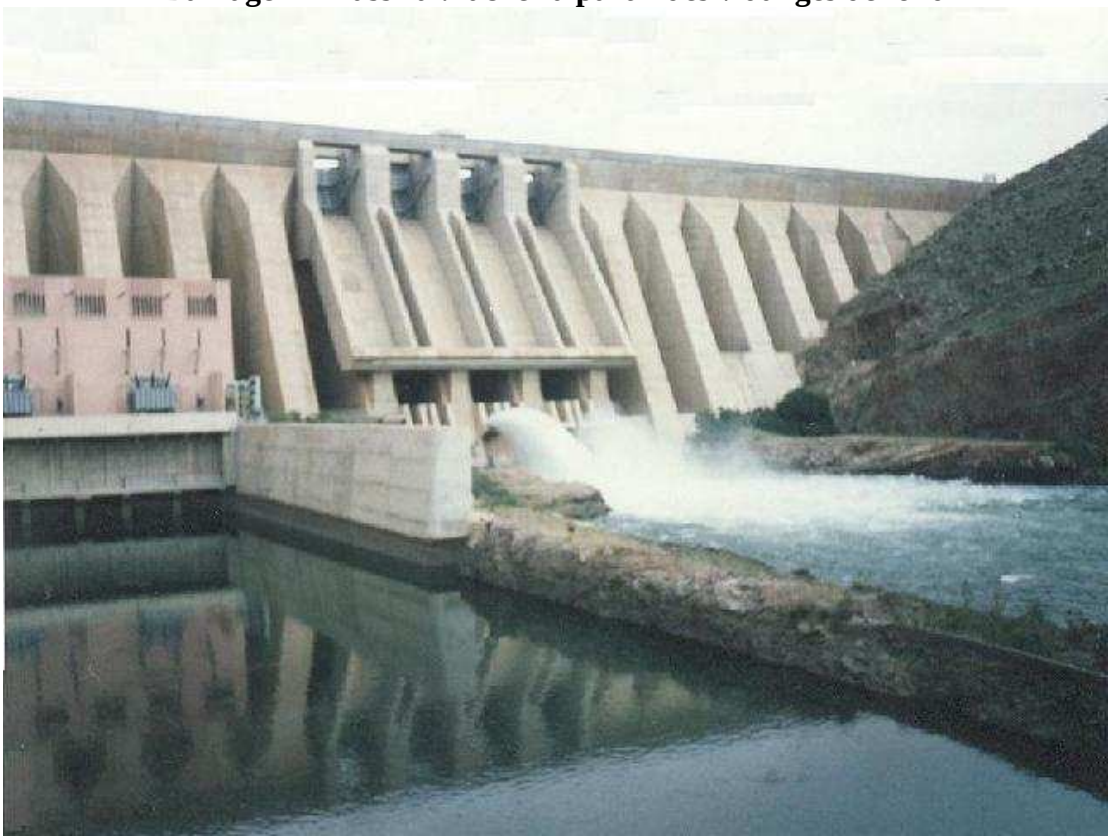
Timinoutine : barrage compensateur de Moulay Youssef

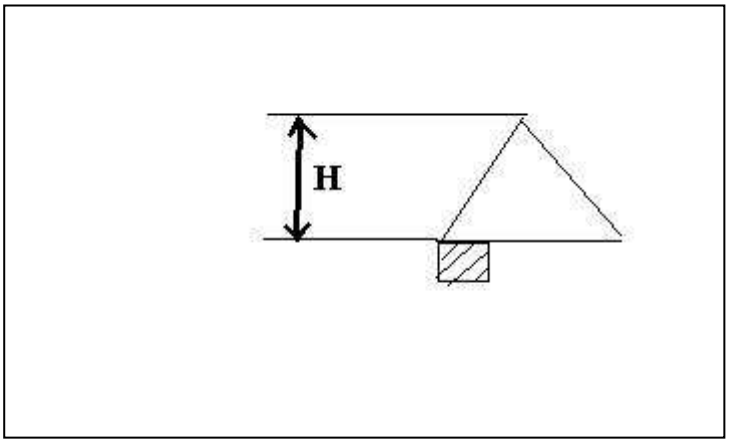


C) <u>Barrages à contre forts</u> :

Les barrages à contre forts sont constitués par une série de grands murs triangulaires parallèles au lit du cours d’eau et liés entre eux à l’amont par une paroi assurant la bouchure. Du fait de leur constitution répétitive, ces ouvrages sont applicables comme les barrage-poids, à toute vallée quelle qu’en soit la largeur.

Barrage El Massira : lâcher à partir des vidanges de fond





IV) Rocher de fondation :

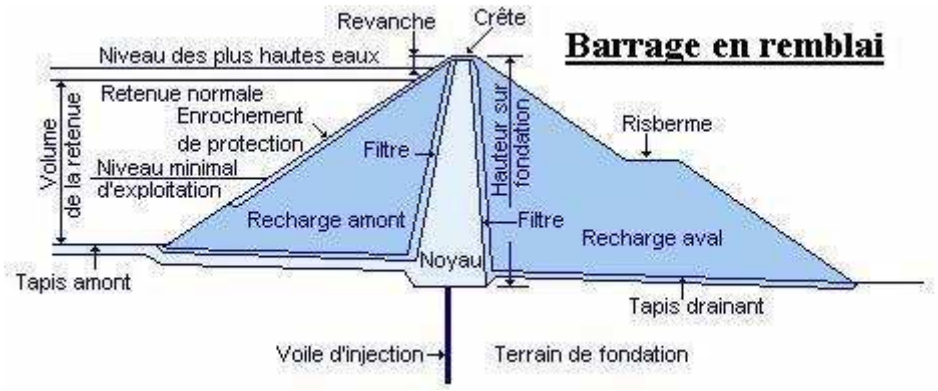
Les barrages en béton requièrent une fondation rocheuse de bonne qualité, mais cette affirmation de principe demande à être précisée, l'appréciation de la qualité des rochers de fondation a été très souvent, dans le passé, le résultat d'un examen visuel et il peut encore en être ainsi lorsqu'on se trouve en présence d'appuis incontestables. Mais avec l'augmentation du nombre des ouvrages à construire, l'ingénieur se trouve devant des terrains plus complexes. Dans tous les cas, il doit faire appel à un géologue, étant bien précisés que le métier de géologue de barrage ne s'improvise pas et nécessite une longue et étroite collaboration avec les ingénieurs spécialisés, indispensables pour bien connaître le sens exact des investigations à réaliser et les risques courus.

En première analyse, le rôle du géologue consiste, après avoir relié le site du barrage à la structure géologique de toute la région environnante, à tracer la géométrie de toute les discontinuités, failles et diaclases, aidé en cette tâche par les décapages sondages avec extraction de carottes, tranchées, puits et galeries implantés en collaboration avec l'ingénieur, les trous de sondages sont utilisés pour effectuer des essais d'eau sous-pression afin de déterminer la perméabilité du sous-sol aux diverses profondeurs. L'intervention du géologue est donc nécessaire jusqu'à la fin des travaux et du remplissage du réservoir.

v) les barrages en matériaux meubles:

Les barrages en remblais sont constitués de matériaux meubles, soit très fins (argiles et limons), soit très grossier (enrochements).
L'édification d'un barrage en matériaux meubles consiste à arrêter et emmagasiner l'eau écoulée d'une rivière en mettant en place un massif de matériaux meubles avec ou sans enrochements.

Ces types d'ouvrages utilisent les matériaux naturels que l'on peut rencontrer dans un rayon raisonnable. C'est seulement après avoir prospecté des matériaux qui lui sont offerts que le



Projeteur détermine les caractéristiques et le profil à donner à l'ouvrage pour assurer sa stabilité et son étanchéité. Le compactage des terres a pour objet de réduire leur volume apparent au détriment des interstices entre les grains solides. Cette opération diminue le tassement ultérieur du massif et améliore les caractéristiques mécaniques et notamment la résistance au cisaillement, elle augmente aussi l'imperméabilité générale du barrage.

VI) Ouvrages annexes :

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes :

- Les ouvrages d'évacuation des crues,
- Les dispositifs de vidange,
- Les ouvrages de prise d'eau.

A) Les ouvrages d'évacuation des crues :

Le rôle de ces ouvrages est d'évacuer en aval les débits ne pouvant pas être stockés dans le barrage réservoir. Le débit sur lequel sera dimensionné l'évacuateur de crues est déterminé par une étude hydrologique et ce par traitement statistique des crues survenues au niveau du bassin versant. **(Crue de projet).**

Au Maroc, on dimensionne les évacuateurs des barrages en béton pour des crues millénaires (qui peuvent survenir une fois tous les milles ans), alors que les évacuateurs des barrages en terre sont dimensionnés pour des crues déca millénaires.

B) Les ouvrages de prise d'eau et de vidange :

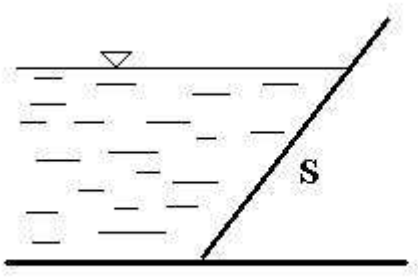
Les ouvrages de vidange (vannes) ont pour objet de permettre les visites périodiques du parement amont du barrage, ces opérations ne peuvent d'ailleurs être effectuées que dans des saisons de basses eaux, car il serait généralement trop coûteux de les dimensionner pour de très gros débits.

Les ouvrages de prise d'eau alimentent la centrale hydroélectrique (prise usinière) qui produit de l'énergie électrique à partir de l'énergie mécanique dégagé par la chute de l'eau, ou alimentent les réseaux d'irrigation ou d'eau potable suivant l'utilisation préconisée du barrage.

Lorsque ces divers exutoires sont incorporés au barrage, celui-ci est donc traversé par des conduites métalliques d'un diamètre approprié. A leur extrémité aval sont placées des vannes de

réglage de débit, et lorsqu'il s'agit d'un ouvrage a but énergétique, les turbines de la centrale hydroélectrique. A titre d'exemple, la vanne de vidange de fond du barrage El Massira est dimensionnée pour un débit de 40 m^3 /s.

VI) Eléments de calcul :



Les forces auxquelles est soumis un barrage sont principalement :

- La poussée hydrostatique au niveau des parois du barrage. **($F = \omega h_G S$)**
- Les sous- pressions dues à l'eau percolant dans le corps du barrage ou les fondations.
- Les forces résultantes d'une éventuelle secousse sismique.

Pour ces considérations, le barrage doit être conçu pour résister par son propre poids (exemple : barrage poids en béton) ou transmettre ces forces vers les rives ou une fondation (exemple barrage voûte).

VII) Découpage du volume d'une retenue :

La conception d'une retenue doit obligatoirement prévoir :

1) **la tranche morte** :

C'est la partie la plus basse réservée pour la décantation des dépôts solides charriés lors des crues. Le volume de cette tranche est calculé à partir du débit moyen annuel en matiére de transport solide (dégradation spécifique).

2) **la retenue normale** :

C'est la partie correspondant au remplissage normal, tout surplus sera évacué par l'évacuateur de crue.

3) **le niveau des plus hautes eaux** :

Elle correspond à la tranche située au dessus de la retenue normale pour laminer la crue de projet.

4) **la revanche** :

Elle est située entre la côte des plus hautes eaux et la crête du barrage. Pour la détérminer, il faut tenir compte des vagues qui se forment sur le plan d'eau.

VIII) exemple de fiches techniques :

1) Barrage Bin el Ouidane :

- Année de mise en service : 1953
- Cours d'eau : Oued El Abid
- Ville la plus proche : Azilal
- Fonction : énergie, irrigation
- Type : Béton voûte
- Hauteur sur fondation : 133 m
- Longueur en crête : 290 m
- Côte de la retenue normale : 810 NGM
- Capacité utile de la retenue : 1.384 Mm^3
- Surface du bassin versant : 6400 Km^2

Généralités sur les ouvrages annexes des barrages

I) Introduction :

Pour exploiter la retenue d'un barrage, il est nécessaire de mettre en place, à titre provisoire ou définitif des ouvrages annexes. On distingue quatre catégories d'ouvrages annexes.

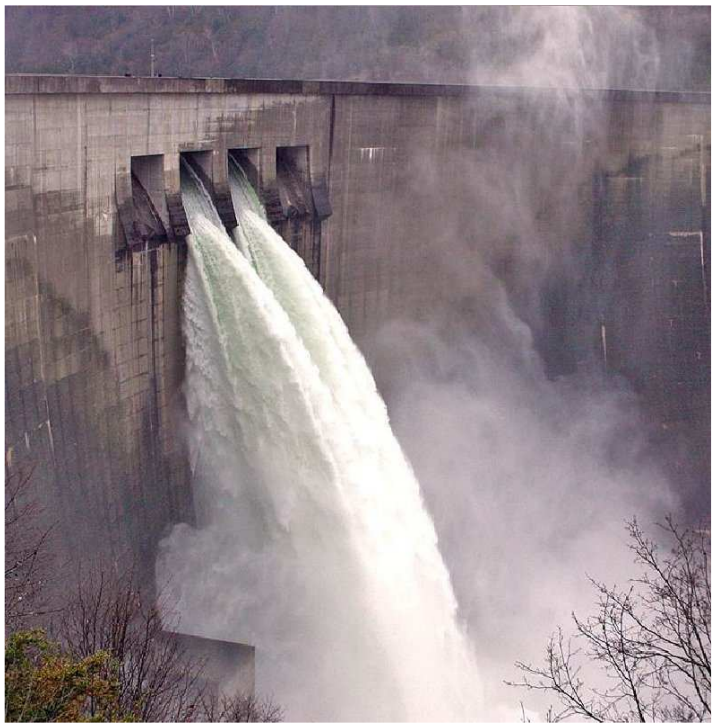
- Les dérivations provisoires
- Les évacuateurs de crue.
- Les dispositifs de vidange.
- Les ouvrages de prise d'eau.

1) Les dérivations provisoires :

On procède souvent à l'aménagement d'un batardeau (petite digue au bord d'eau) afin de permettre la réalisation d'affouillements, terrassements…

2) Ouvrages d'évacuation des crues :

On nomme évacuateur de crue (ou déversoirs) les ouvrages complémentaires aux ouvrages de retenue qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires non stockables dans les réservoirs à l'aval du barrage. D'une importance capitale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs de crues doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par dessus la digue et l'apparition du phénomène d'érosion à l'aval de l'ouvrage dans la zone du rejet.



1.1) Différents types d'évacuateurs :

Les déversoirs d'évacuateurs de crue peuvent être groupés en deux principaux types :

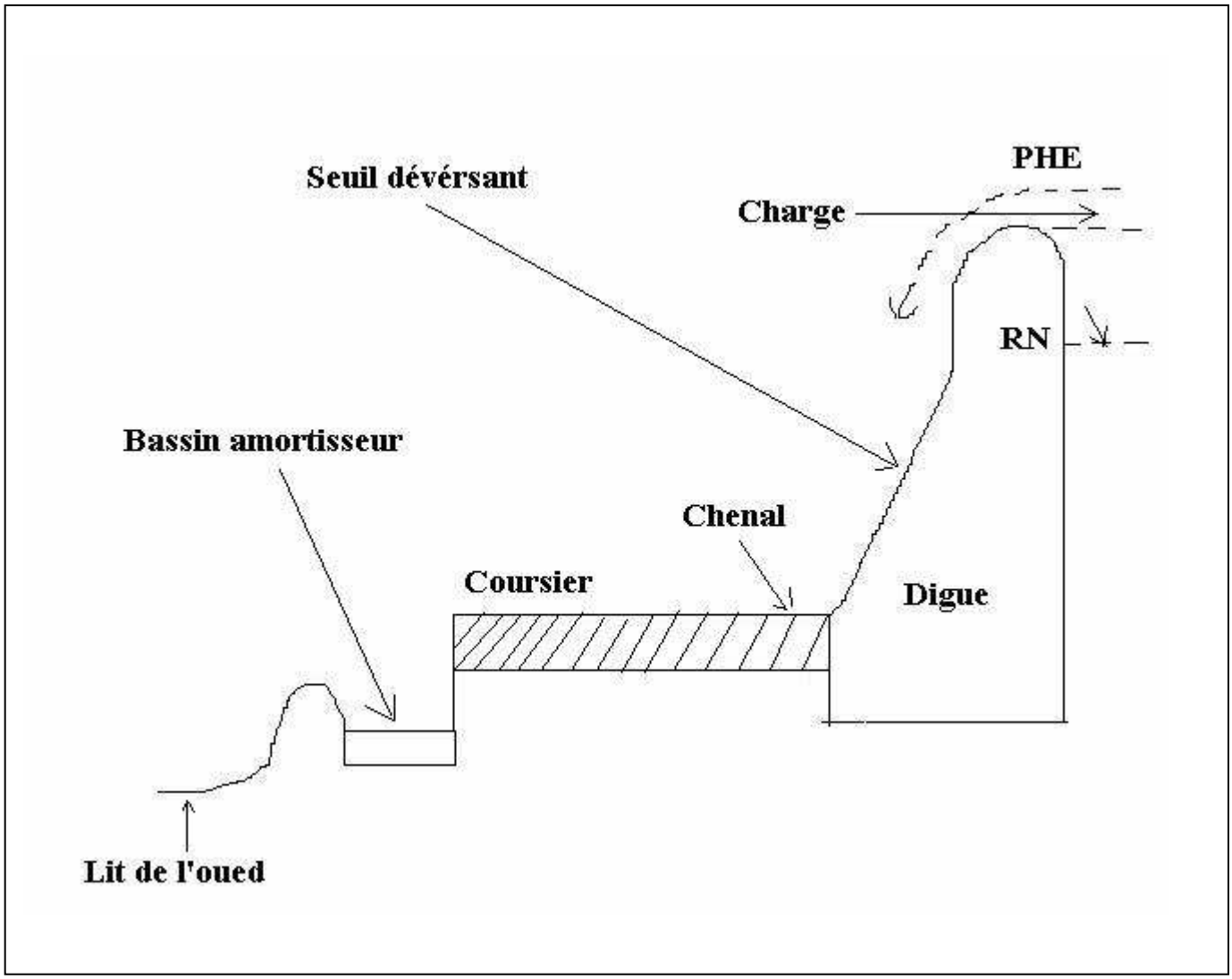
a)- Les déversoirs de surface.
b)- Les déversoirs en charge.

Ils peuvent être incorporées au barrage ou indépendants de celui-ci. Le choix entre les deux types de déversoirs dépend :

1) De l'importance des débits à évacuer.
2) De la dénivellation entre la côte des PHE et celle du lit de l'oued dans la zone de rejet des eaux à l'aval.
3) De la nature des terrains traversés par l'ouvrage en particulier le canal (rendent le revêtement nécessaire ou pas).

a)- <u>Les déversoirs de surface</u> :

Il s'agit du type le plus communément utilisé et aussi le plus fiable. Il débite par un seuil déversant, ce seuil débite dans un chenal à faible pente qui amène l'eau à l'aval de la digue. L'eau empreinte ensuite le coursier, ce coursier débite soit directement dans l'oued à l'aval du barrage soit dans un bassin amortisseur (cas de forte pente).



Le déversoir de surface est placé selon le cas :

- Soit latéralement au barrage sur la rive (déversoir latéral).
- Soit dans la partie médiane du barrage (déversoir frontal).

♦ Le choix est fonction du type du barrage. Si l'ouvrage peut être surmonté sans danger de rupture, on pourra être moins sévère que si un déversement généralisé présente un risque majeur.

♦ La conception dépend du débit à évacuer, de la topographie et de la nature des terrains qui avoisinent l'ouvrage.

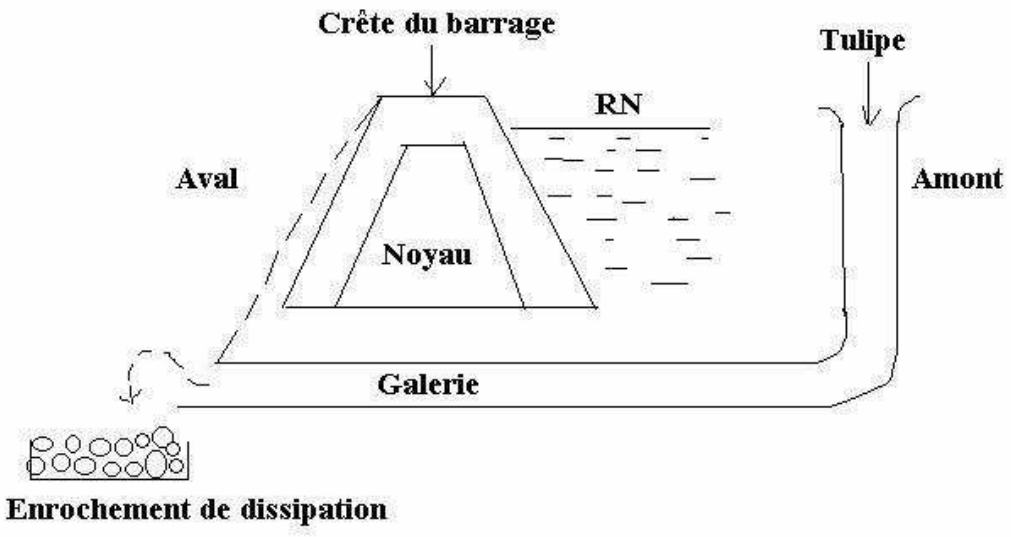
♦ Pour les barrages en béton, l'évacuateur est souvent incorporé, on profite de la pente du parement du barrage poids pour installer un seuil déversant. Il peut être à écoulement libre ou muni de vannes que l'on ouvre plus ou moins en période de crue.

♦ Les évacuateurs de crue des barrages en terre sont implantés généralement en rives sous forme de canaux munis de dissipateurs d'énergie ou sous forme de tulipes loin du corps du barrage.

♦ Du fait du tassement des remblais, les coursiers de déversoirs trop rigides ne peuvent être construits sur ces ouvrages.

D'autres part, il est dangereux de faire traverser la digue en terre par des conduites sous pression : les flexions subies par les tuyaux pourraient engendrer des contraintes exagérées et difficiles à déterminer à l'avance. En outre, des infiltrations génératrices de renard pourraient se produire entre les conduites et la terre.

Une solution a été appliquée au barrage Moulay Youssef consistant à faire évacuer les crues par trois galeries traversant le flanc de la vallée.



Dans le cas des barrages voûtes ayant des parements avals verticaux on effectue des déversoirs en chute libre. Mais cette dernière solution pose le problème de l'érosion du lit au point de chute du fait de la grande énergie à dissiper.

Des combinaisons diverses pour protéger le pied aval du barrage peuvent être obtenues avec : soit des tapis en béton armé soigneusement étudiés, soit une fosse créant un matelas d'eau et des déflecteurs continus ou discontinus. Ceux-ci en forme de dents étudiés de manière à créer un ressaut et des rouleaux.

3) Les Dispositifs de vidange :

Vidange de fond :

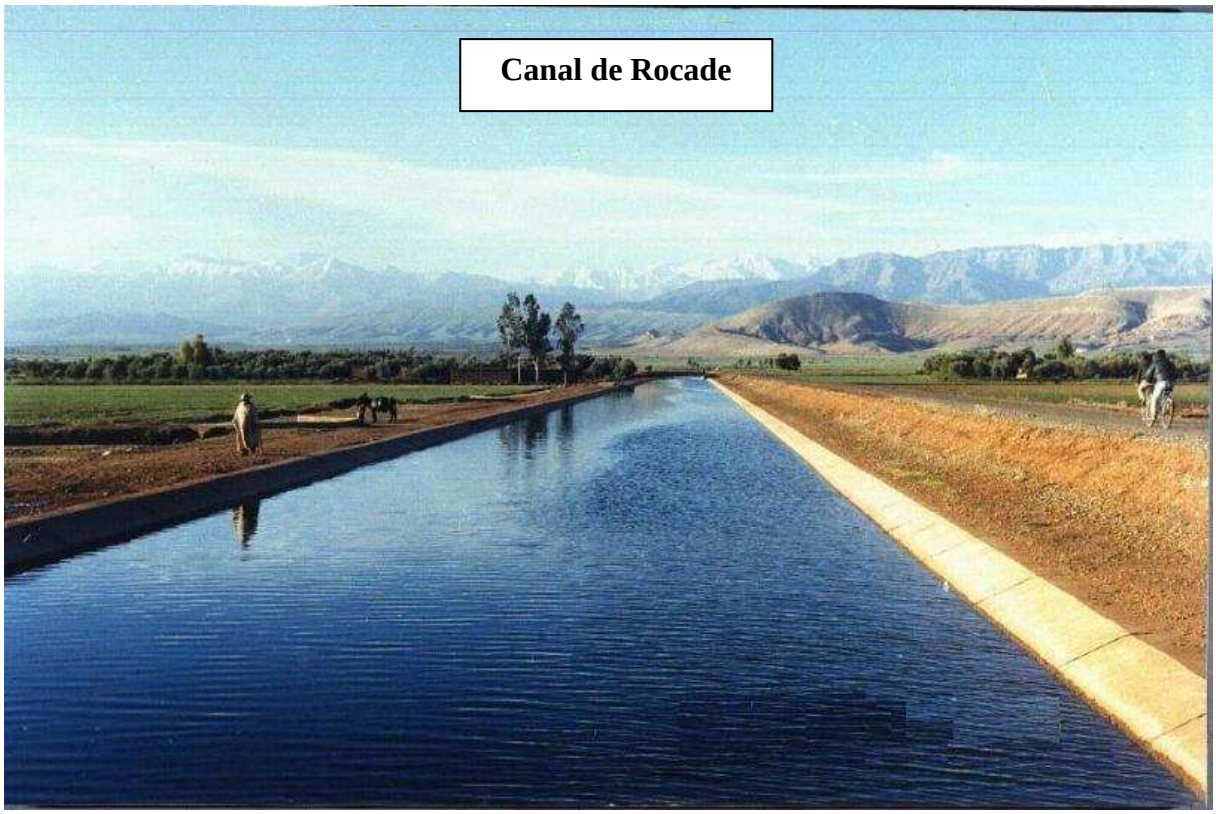
- Elle a pour objet de permettre les visites périodiques du parement amont du barrage, ces opérations ne peuvent d'ailleurs être effectuées que dans des saisons de basses eaux car il serait généralement trop coûteux de les dimensionner pour de très gros débits.

- La vidange de fond sert également à évacuer une partie des eaux de crue, effectuer des chasses périodiques et lutter partiellement contre l'envasement des retenues.

- La vidange de fond peut également remplacer la prise d'eau en cas de défaillance de celle-ci.

4) Les ouvrages de prise d'eau :

Ce sont les conduites permettant d'alimenter l'usine hydroélectrique (conduite forcée) ainsi que les prises d'eau potables et d'irrigation. Pour le barrage sidi Driss par exemple, le canal de Rocade et sur une distance d'environ 110 Kms, permet de véhiculer l'eau jusqu'au Haouz central (300 Mm^3 / an) pour l'irrigation (260 Mm^3 / an) et le renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Marrakech (40 Mm^3 /an).


Canal de Rocade

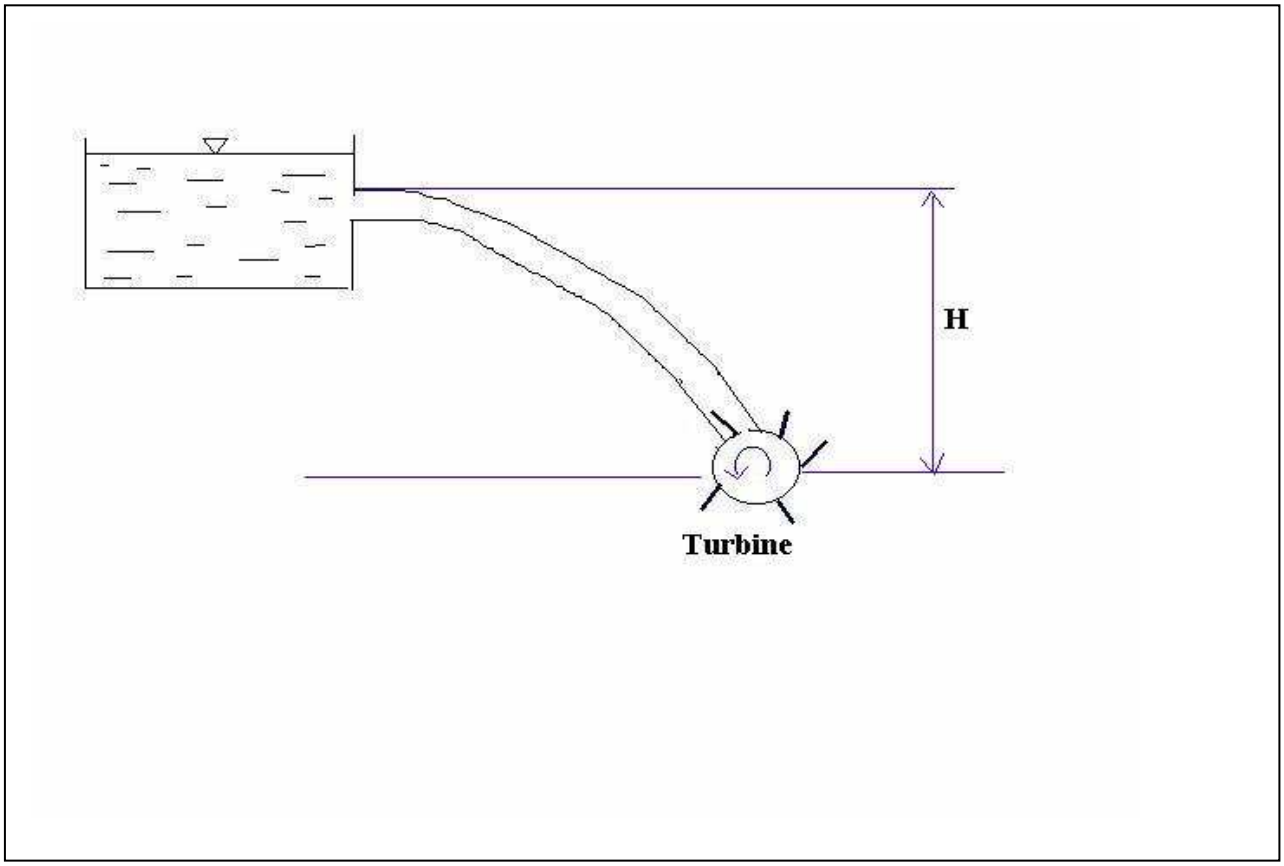
Les centrales hydro-électriques

I) Définition :

Une centrale hydro-électrique est un atelier de production d'électricité à partir de l'énergie cinétique accompagnant la chute d'une masse d'eau. Cette usine se trouve toujours dans les grands barrages et permet la production d'électricité à partir de l'eau du barrage.

II) Principe :

Une certaine masse d'eau tombe d'une certaine hauteur, l'eau est amenée jusqu'aux turbines situées en bas via une conduite forcée, celles-ci transforment l'énergie potentielle de l'eau en énergie cinétique et entraîne les alternateurs qui produisent finalement de l'énergie électrique. L'eau qui sort des turbines passe généralement dans un diffuseur et est amenée dans un canal d'évacuation par lequel s'effectue la restitution de l'eau à la rivière.



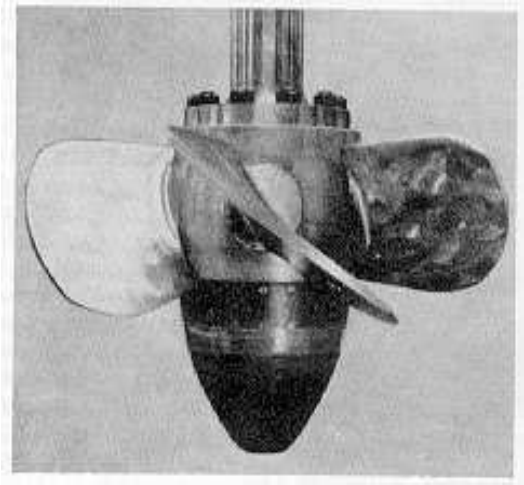
III) Puissance d'une centrale :

La puissance théorique obtenue d'un débit d'eau Q, tombant en chute libre d'une hauteur H est P (Kw) = 9,8 x H(m) x Q (m^3/s), celle qui est disponible aux bornes des alternateurs est inférieure, différents organes qui ont chacun leur propre rendement étant interposés : vannes, conduites, turbines, alternateurs. En définitive on peut admettre un rendement moyen de l'ensemble variant entre 0,8 et 0,85 (80% à 85%).

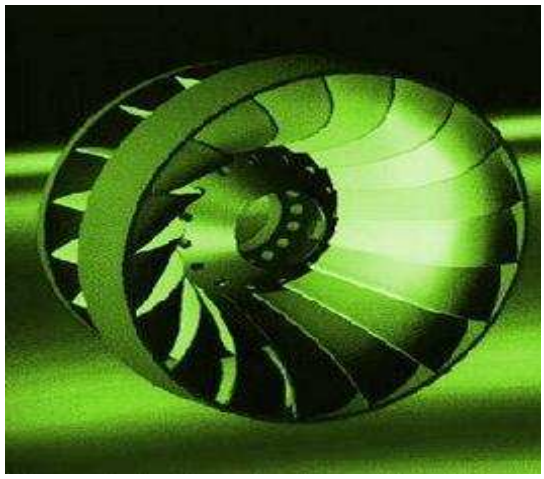
La puissance disponible est alors **$P(Kw) = 9,8 \times H(m) \times Q\ (m^3/s) \times \rho$**

Il existe aussi des microcentrales hydroélectriques et notamment en zone de montagne, celles-ci peuvent développer des puissances électriques de quelques Kilowatts à plusieurs mégawatts (10 MW au maximum). Les chutes d'eau exploitées varient de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres. Au Maroc, ce genre de centrales est souvent utilisé pour l'électrification en milieu rural. Trois types de turbines sont utilisés :

- Kaplan pour des chutes de 5 à 10m.
- Francis pour des chutes de 10 à 100m.
- Francis et Pelton pour les grandes chutes de 50 à 400m.



Turbine Kaplan



Turbine Francis

Usine ONE au barrage Sidi Said Maachou

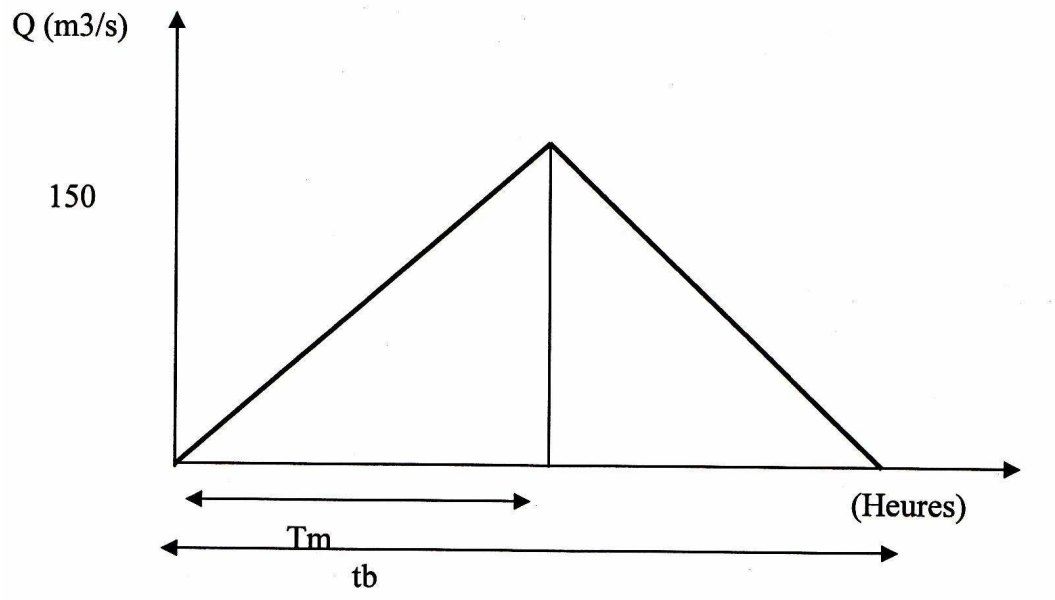
Problèmes

A- Hydrologie :

Les caractéristiques du bassin versant d'un barrage collinaire sont comme suit :

- Superficie du bassin versant : 100 Km2
- Coefficient de ruissellement : 8 %
- Volume de la crue millénale (Q 1000 = 150 m^3/s) est de 5.000.000 de m^3
- Volume de la tranche morte : 500.000 m^3
- Volume de l'envasement annuel : 20.000 m^3

* Débit spécifique du bassin versant : 1,015 l/s/ K m^2



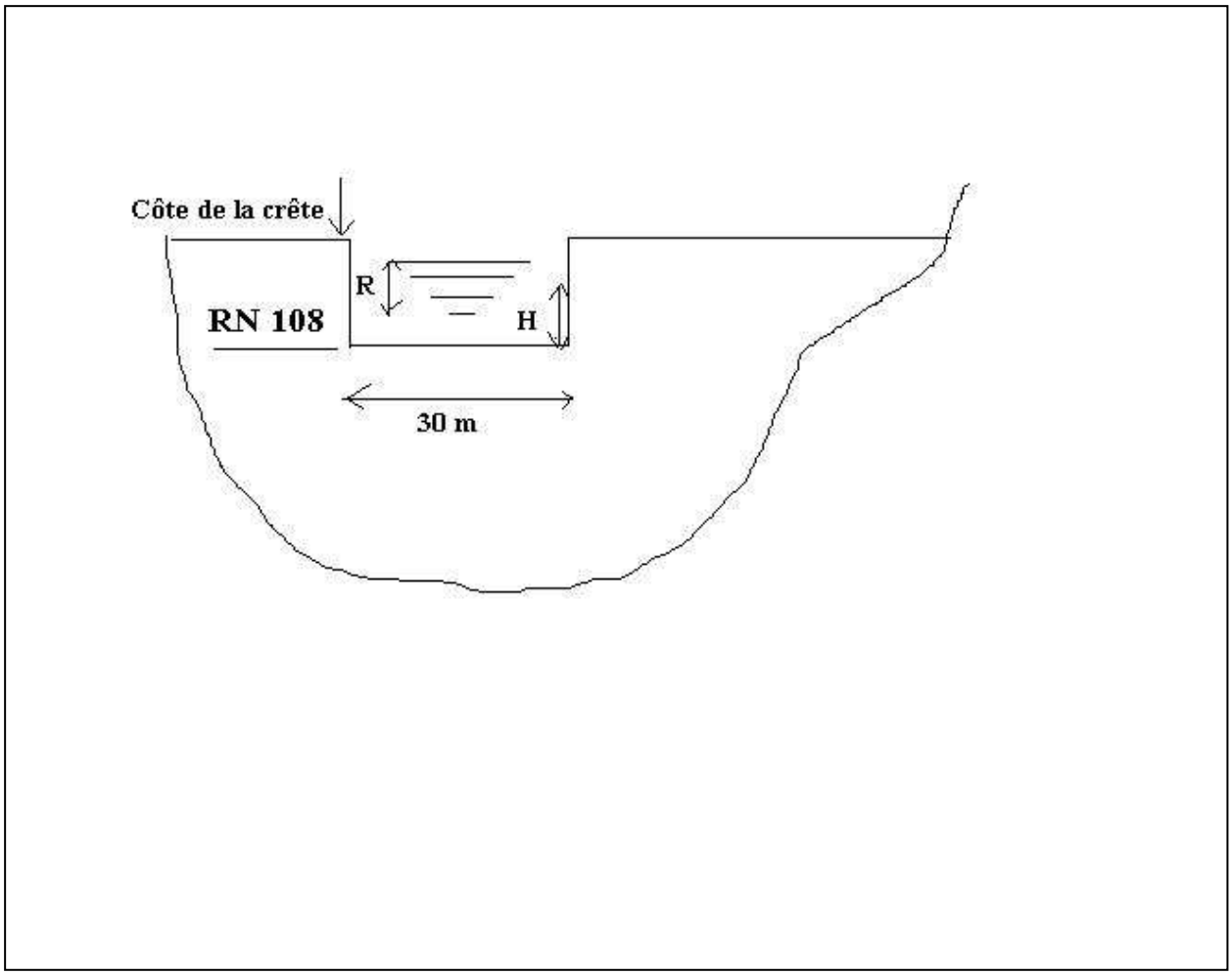
e) Calculer les apports moyens annuels
f) Calculer le temps de base tb de la crue millénale en heure
g) Calculer la pluviométrie du bassin versant en mm
h) Calculer la durée de vie du barrage

B/- Conception du barrage collinaire :

a- Pour le dimensionnement de quelle partie de l'ouvrage interviennent les données hydrologiques suivantes :

- Volume des apports moyens annuels
- Volume d'envasement annuel
- Crue de projet millénale Q(1000)

b- Pour calculer la côte de la crête du barrage on dispose du profil en travers suivant :



$Q = C.l.H^{3/2}$
$R = 0.76 + 0.032(V.F)^{0,5} - 0.26\,(F)^{0,25} + 0.5$ (revanche avec V = vitesse en Km/h et F = Fetch)
V = Vitesse du vent (80 Km/h)
F = Fetch (2 Km)
Q = Le débit à évacuer 150 m3/s
C = 2.14
l = longueur déversante en m = 3 0 m

- Calculer la côte de la crête du barrage collinaire

c – <u>Vidange de fond</u> :

Le barrage collinaire est muni d'une vidange de fond sous forme d'une conduite circulaire de diamètre 800 mm.

- D'après le théorème de Bernoulli, le débit à la sortie de la vidange de fond est donné par la formule suivante :

$$Q = 2.01 \times (Z - Zv.F)^{0,5} \times S.$$

- Q : débit à la sortie
- Z : Côte du plan d'eau
- ZV.F : Côte de la vidange de fond

- Calculer la côte de la vidange de fond sachant que le débit sortant à la côte de la retenue normale est de 5.68 m^3/s.

- Calculer la vitesse de la sortie de la vidange de fond.

Réponses :

A/- Hydrologie :

b) Le débit spécifique est de 1.015 l/s/ Km^2 ; la superficie du bassin versant est de 100 Km^2 ; soit un débit moyen d'apports qui est de 101,5 l/s. Ceci correspond à un volume annuel

$$V = 3{,}2\ Mm^3$$

b- Le volume de la crue millénale est de 5.10 6 m3. D'après l'hydrogramme de crue le volume est V = tb x Qp/2 d'où

$$Tb\ (s) \cong 66666\ s$$

$$Tb\ (heures) = 18{,}5\ heures$$

b -Le coefficient de ruissellement est R= $\frac{\text{débit ruisselle}}{\text{Débit tombé}} = \frac{\text{volume ruisselle}}{\text{volume tombé}}$

R = 8% ; volume ruisselle = 3,2 Mm^3
Volume tombé = P x S avec P = pluviomètre ET S = surface du B.V.
Volume tombé en Mm^3 = P (mm) x 10^{-3} x 100 x 10^6 10^{-6} $\Rightarrow$
Volume tombé en Mm^3 = P (mm) x 10^{-1} donc $\frac{3{,}2}{P \times 0{,}1} = 0{,}08$

$$\mathbf{P = 400\ mm}$$

c) Le volume de la tranche morte étant de 500.000m^3 et compte tenu de l'envasement annuel qui est de 20.000m^3, la branche morte sera complément comblée au bout de 25 ans (durée de vie du barrage**).**

B/- Conception du barrage collinaire :

b) Le volume des apports moyens annuel, le volume d'envasement annuel, la crue de projet millénale sont 3 données intervenant dans le dimensionnement de la retenue du barrage.

c) $Q=C.l.\ H^{3/2}$ avec Q = 150 m^3/s; C=2,14 et I = 30 m

Donc $H^{3/2}$ = 150 / 2,14 x 30 ⇒ **H = 1,75 m**

La revanche $R= 0,76 + 0,032\ (v.f)^{0,5} - 0,26\ (f)^{0,25} + 0,5$ soit, R = 1,35

Donc la côte de la crête du barrage est C=108 + 1,35 + 1,75 soit C = 111,1 m

d) $Q= 2,01 \times (Z - Zv.f)^{0,5} \times S$

Z= 108 m ; Q=5,68 $m^{3/s}$; $S= \prod d^2/4 = \prod \times \frac{(800 \times 10^{-3})^2}{4}$

Soit S= 0,5 m2

Donc 5,68 = 2,01 (108 -Zv.f) 0,5 x 0,5 ⇒

$(108-Zv.f) = \left(\frac{5,68}{2,01 \times 0,5}\right)^2 \Rightarrow Zv.f=108 - \left(\frac{5,68}{2,01 \times 0,5}\right)^2$

Soit Zv.f = 76,05 m

$Q = v.s \Rightarrow V=\frac{Q}{S} = \frac{5.68}{0,5} \Rightarrow$ V = 11,4m/s

Problème

L'étude de régularisation du Barrage Ait Hammou a permis au Stade du projet de déterminer la capacité du barrage. Pour une année donnée.

- La variation de la réserve est de +25 millions de m^3
- Le volume fourni à l'eau potable et à l'irrigation est de 55 Millions de m^3
- L'évaporation annuelle est de 5 Millions de m^3

1) Calculer le débit moyen annuel entrant au barrage (en m^3/s)

Les caractéristiques de la retenue du barrage Aït Hammou retenues dans le projet sont les suivantes :

- Capacité à la retenue normale : 110 millions de m^3
- Tranche morte : 7.5 millions de m^3
- La prise de la vidange de fond du barrage est calée à la côte 30 m correspondant au volume de la retenue normale.

2) Calculer le débit d'équipement de la vidange de fond pour pouvoir vidanger la retenue pleine dans une durée maximale de 7 jours.

Réponses

1/ - ΔV (annuelle) = 25 Mm^3

- AEP (alimentation en eau potable) + irrigation = 55 Mm^3
- Evaporation = 5 Mm^3

Soit V (Mm3) le volume des apports annuels, on a V - 55 – 5 = 25 d'où **V = 85 Mm^3/an**

En fictif continu, ce débit est de **2,6 m3/s**

2/- Lorsque la retenue sera pleine, le volume total à vidanger est de

V = 110 – 7,5 soit **V = 102,5 Mm^3**

Ce volume doit être vidangé pendant + 7 jours au maximum, il faut donc un débit d'équipement minimal qui soit de

Q = 169,4 m^3/s

Problème

L'alimentation en eau potable de la ville de Taza est assurée principalement à partir des ressources en eau souterraines. Compte tenu de la saturation des ressources mobilisées actuellement, il est nécessaire de faire appel aux ressources superficielles pour couvrir les besoins de la ville à moyen et à long terme. Le barrage Bab Louta en cours de construction sur l'Oued Bouhlou qui fait partie du programme des barrages prévus à cet effet, permettra de couvrir les besoins de la ville à moyen terme. Il contrôle un bassin versant de 127 Km2 ayant une pluviométrie moyenne annuelle de 900 mm.

1) Considérant que le bassin a un coefficient de ruissellement de 20% évaluer le volume des apports et le module moyen annuel de l'Oued Bouhlou au niveau du site du barrage.

2) Calculer le volume des apports solides moyen annuel en m3 au niveau du site sachant que la dégradation spécifique moyenne du bassin est de 1110t/Km2/an. La densité des sédiments est estimée à 1.5 t/m3.

3) Le tableau suivant indique la surface planimétrée de la retenue en fonction de la côte. Compléter ce tableau en calculant le volume de la retenue en fonction de la côte et tracer la courbe côte - volume. Le lit de l'Oued au niveau du site est calé à la côte 515 NGM.

Côte (NGM)	515	520	530	540	550	560	570
Surface (ha)		7,44	25,96	80,73	155,61	245,93	388,62
Volume (Mm^3)							

4) Les résultats de l'étude de régularisation établie ont montré que pour régulariser un volume d'eau de 8,3 Mm^3/an au pied du barrage, le volume de la retenue normale doit être de 1,58 fois le volume des apports moyens annuels.

a) Déterminer la côte de retenue normale.

b) Le barrage est du type poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR) avec un évacuateur de crues à seuil libre en partie centrale de 30 m de longueur déversante. Cet évacuateur est dimensionné pour laminer la crue de projet millénale de 700 m^3/s (débit sortant).

$Q = C.\ L.\ H^{3/2}$ (C : coefficient du débit=2,18)

Calculer la côte des plus Hautes Eaux (PHE).

c) Considérant que la revanche est de 1m, déterminer la côte en crête du barrage et sa hauteur sur terrain naturel.

5/ Il est retenu de caler la galerie d'accès (à la galerie d'injection) à la côte des plus hautes eaux aval (niveau d'eau aval correspondant au débit sortant de l'évacuateur de crues au passage de la crue de projet.)

Calculer le débit de l'Oued au niveau de la section de contrôle (fig1) pour différentes côtes, sachant que le coefficient de Strickler K= 35 et la pente de l'Oued de 1% et tracer la courbe de tarage Q= f(h); en déduire la côte de calage de cette galerie $Q = K.S.I^{1/2}.RH^{2/3}$.

S : Section mouillée $R_H = S/P$ P : Périmètre mouillé
I : Pente de l'oued au droit du site.

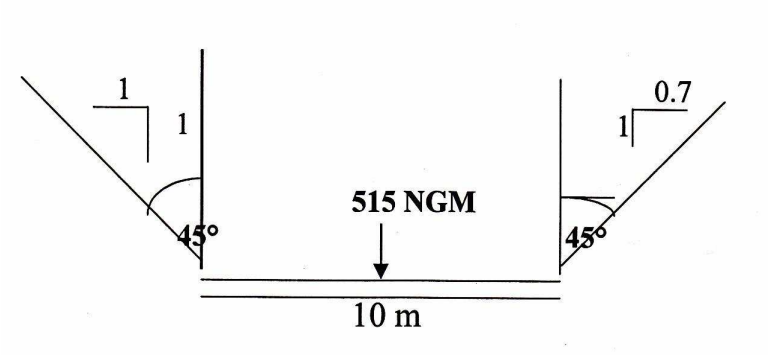


Fig1 : Section de contrôle

6/ Calculer le débit évacué par la vidange de fond ainsi que la vitesse à la sortie pour un plan d'eau à la côte de retenue normale en tenant compte des pertes de charge totale estimées à (0.8 V2/2g). Les caractéristiques de la vidange de fond sont indiquées sur la figure suivante.

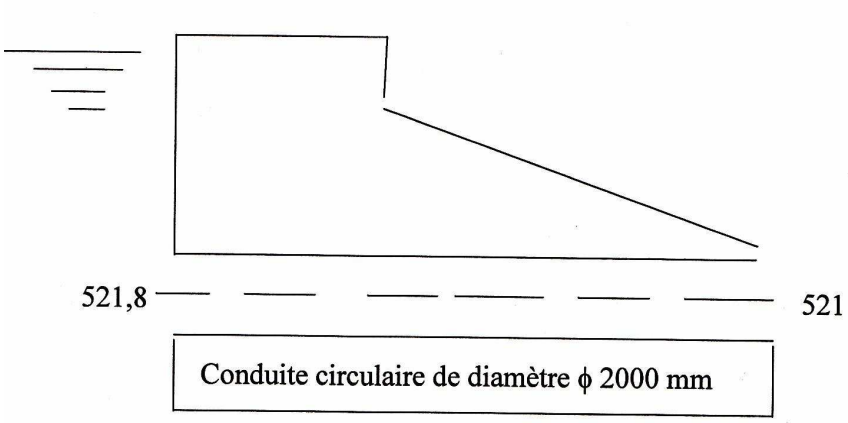


fig 2: Coupe au droit de la vidange de fond

Corrigé :

1) Le volume d'eau tombé est V (m^3) = 127 x 10^6 x900 x 10^{-3} soit

$$V = 114{,}3\ Mm^3$$

Le volume d'eau ruisselé est Vr = 0,2 x 114,3 soit $Vr = 22{,}86\ Mm^3$

Les apports sont donc de 22,86 Mm^3/an ou 700l/s en fictif continu.

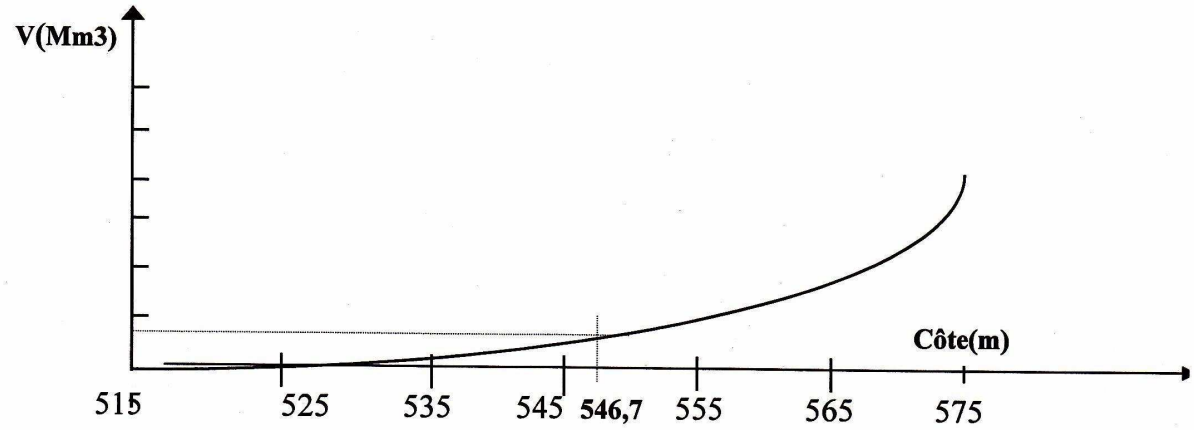
La surface du bassin étant de 127 km^2, le débit spécifique est de 5,5 l/s/km^2

2) Les apports solides sont de 1110 x 127 = 140970 tonnes/an.
La densité des sédiments étant de 1,5 t/m^3, les apports solides seront de 93980 m^3/an.

3) Pour avoir les volumes d'eau, il suffit de multiplier la surface du plan d'eau par la hauteur d'eau. Le tableau suivant récapitule les valeurs trouvées.

Côte (NGM)	515	520	530	540	550	560	570
Surface (ha)	0	7,44	25,96	80,73	155,61	245,93	388,62
Volume (Mm^3)	0	0,37	3,89	20,18	54,46	110,66	213,74

La courbe côte - volume se présente comme suit :



4) Le volume des apports moyens est de 22,86 Mm3. Pour régulariser un volume d'eau de 8,3 Mm3/an, le volume de la retenue normale doit être de
1,58 x 22,86 = 36,1Mm3. D'après la courbe tracée précédemment,

a) la côte normale de la retenue serait de 546,7 m

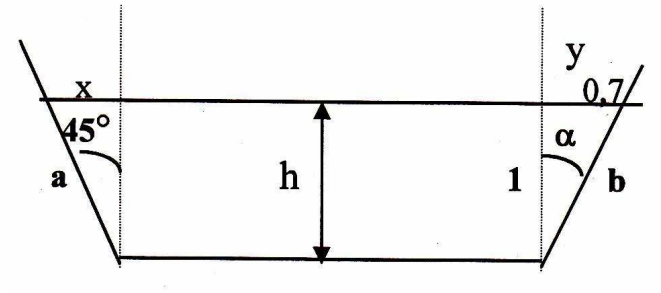
b) $Q = C.L.H^{3/2} \Rightarrow H = \left(\frac{Q}{C.L}\right)^{2/3}$

A.N Q = 700m^3/s ; C = 2,18 ; L = 30m soit H = 4,78m

On a donc PHE = 546,7 + 4,78 soit PHE = 551,48 m

c) côte en crête = 551,48 + revanche = 551,48 + 1= **552,48m**
Hauteur sur terrain naturel = 552,48 - 515 **= 37,48m**

5)



$tg \frac{\pi}{4} = \frac{x}{h} = 1 \Rightarrow x = h$ donc $S1 = \frac{h^2}{2}$

$tg\,\alpha = \frac{0,7}{1} = \frac{y}{h} \Rightarrow \frac{y}{h} = 0,7 \Rightarrow y = 0,7h$ d'où $S_2 = \frac{0,7h^2}{2}$

S (totale) = $10h + \frac{h^2}{2} + \frac{0,7h^2}{2} = 10h + \frac{1,7}{2}h^2$ (c'est la surface mouillée)

Cos 45° = h/a = 0, 7 d'où a = h/0,7

$tg\,\alpha = \frac{0,7}{1} \Rightarrow \alpha = 35°$

Cos 35° = $\frac{h}{b} = 0,82 \Rightarrow b = \frac{h}{0,82}$

Le périmètre mouillé sera donc $P = 10 + \frac{h}{0,7} + \frac{h}{0,82}$

D'après la formule de Manning Strikler on a

$$Q = 35\,(10h + \frac{1,7h^2}{2}) \times 0,1 \times \frac{S}{P}^{0.66}$$

* pour la côte 520m, on a h = 5m d'où S = 71,25m^2 et P= 23,23 m

Soit Q1 = 522,5m^3/s

* pour la côte 530m, on a h = 15m d'où S = 262,5m^2 et P = 49,7m

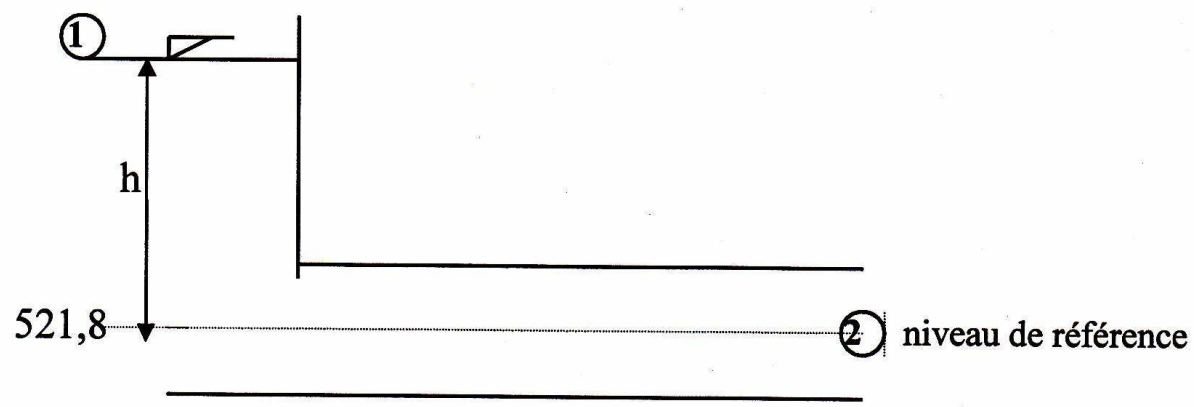
Soit Q2 = 2755,7 m^3/s

* Pour la côte 540 on a h = 25m d'où S = 781,2m^2 et p = 76,2m

Soit Q3 = 12704m^3/s

6) Côte de la retenue normale = 546,7m

Côte vidange de fond = 521m d'où h = 25,7 m



Appliquons le théorème de Bernoulli entre 1 et 2

$h = V2/2g + \Delta H$ or $\Delta H = 0,8 \times V2/2g \Rightarrow h = 1,8 \times V2/2g$ d'où $V = \sqrt{2gh/1,8} \Rightarrow V = 16,7$ m/s

$Q = V.S = V.\frac{\pi d^2}{4} \Rightarrow Q = 52,4\ m^3/s$

Exercice :

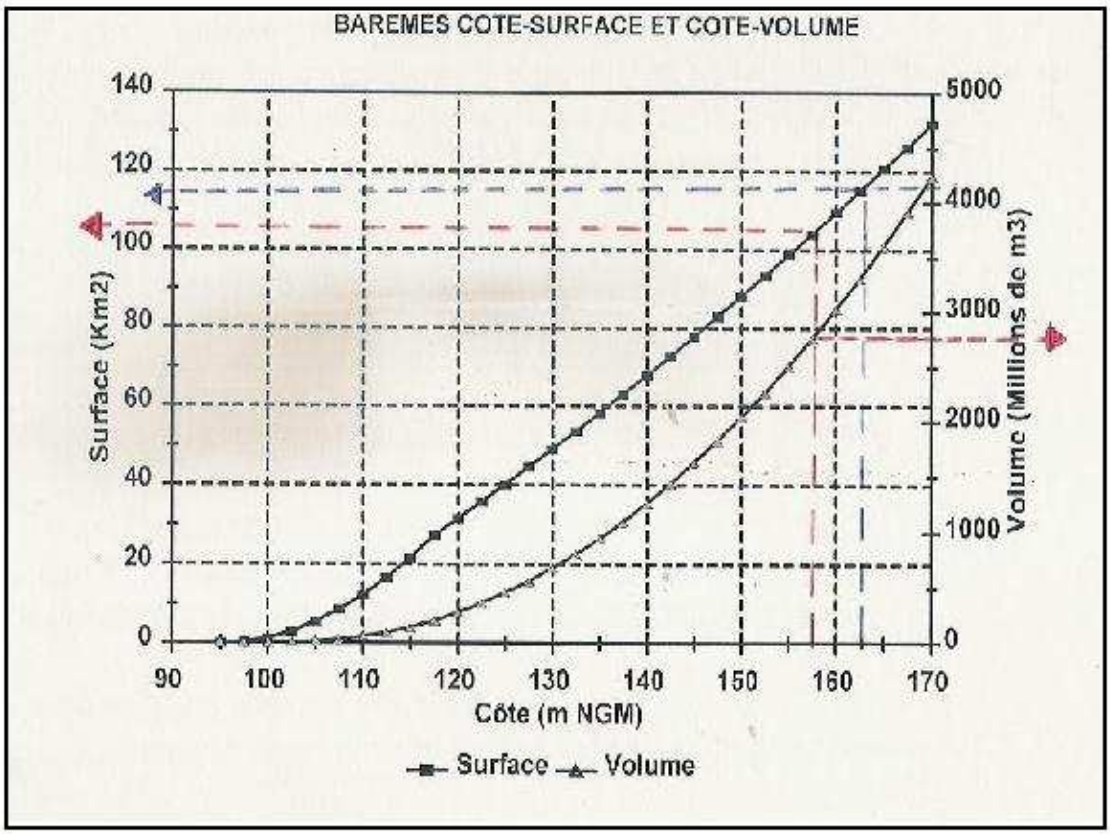
Les informations relatives à la gestion du barrage Al Wahda au cours du mois de Janvier 1998 sont les suivantes :

- côte au 1er janvier 1998 : 158,50 m NGM
- côte au 1er février 1998 : 163,50m NGM
- hauteur nette évaporée : 85 mm

Le débit turbiné au cours du mois de Janvier a été comme suit :

Période	Du 1 au 7 janvier 1998	Du 8 au 19 janvier 1998	Du 20 au 31 janvier 1998
Débit turbiné	**150 m^3 /s**	**450 m^3 /s**	**300 m^3 /s**

1) calculer le volume total turbiné au cours du mois de Janvier 1998.
2) En utilisant les courbes côtes-surfaces et côtes-volumes ci-joint, calculer les volumes et les surfaces de la retenue du barrage Al Wahda aux 1er des mois de janvier et février 1998.
3) Calculer le volume évaporé (en Mm^3) au niveau du barrage Al Wahda.



R é p o n s e s :

1/- Volume turbiné pendant le mois de Janvier :

* du 1 au 7 Janvier : 7 jours au débit de 150 m^3/s donc
V1 = 150 x 7 x 24 x 3600

$$\boxed{V1 = 91\ Mm^3}$$

* Du 8 au 19 Janvier : 12 jours au débit de 450 m3/s donc V2 = 450 x 12 x24 x 360

$$\boxed{V2 = 466\ Mm^3}$$

***** Du 20 au 31 Janvier : 12 jours au débit de 300 m^3/s donc V3 = 300 x 12 x 24 x 3600

$$\boxed{V3 = 311\ Mm^3}$$

V (total turbiné) = 868 Mm^3

2/- Il suffit de reporter en abscisses les côtes 158,50 m et 163,50 m

- Pour le 1er Janvier ; S = 105 Km^2 et V = 2750 Mm^3
- Pour le 1er Janvier ; S = 115 Km^2 et V = 4200 Mm^3

3/- Au début du mois de Janvier et Février ; S= 105 Km^2, la lame d'eau évaporé est de 85 mm donc V= (évaporé) = $105x10^6 x\ 85x10^{-3}$ Soit

$$\boxed{V = 9\ \mathbf{Mm^3}}$$

4/- La variation de réserve entre Janvier et Février est ΔV = 4200 – 2750 soit ΔV = **1450 Mm^3**

V (apports) – V (turbinage) – (Evaporation) = ΔV d'où V (apports) = 1450 +9 +868 ; soit

$$\boxed{V = 2327\ Mm^3}$$

Exercice :

La future retenue d'un barrage s'étend sur une superficie de 50 cm^2 planimétrée sur un plan à l'échelle de 1/25 000.

1) calculer la superficie réelle qui sera inondée (en hectare) par cette retenue.

2) Calculer le coût d'expropriation de cette superficie sachant que le prix d'un hectare est de 50 000,00 Dhs.

Réponses :

2) la retenue s'étendra sur 62,5 hectares.
3) Le coût de l'expropriation s'élèvera à 62,5 x 50 000= 3,125 Mdhs.

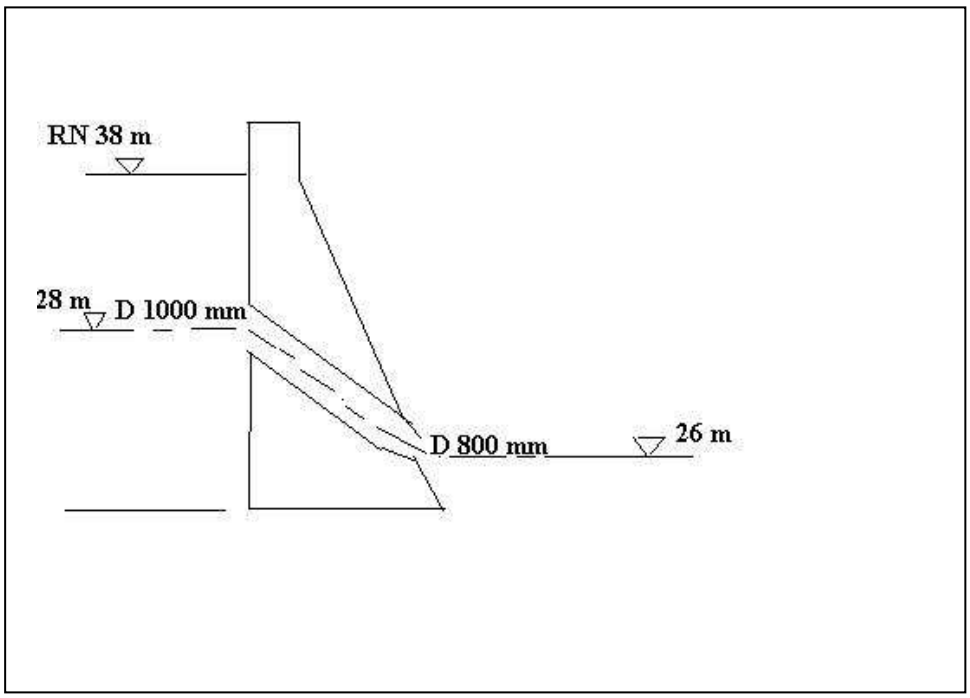
Exercice :

La protection de la zone d'ourika nécessite l'édification d'un barrage sur l'oued Ourika qui sera muni d'une conduite de prise d'eau de section circulaire :

A l'entrée : D = 1000 mm et la côte est de 28 m.
A la sortie : D = 800 mm et la côte est de 26m.
Le niveau normal de la retenue de ce barrage est à la côte 38 m (niveau local).

Les pertes de charges linéaires et singulières sont supposées négligeables.

1) calculer la vitesse en m/s et le débit d'eau en m^3 /s à la sortie de la prise d'eau lorsque le niveau d'eau à l'amont correspond à la côte de la retenue normale (38m) .

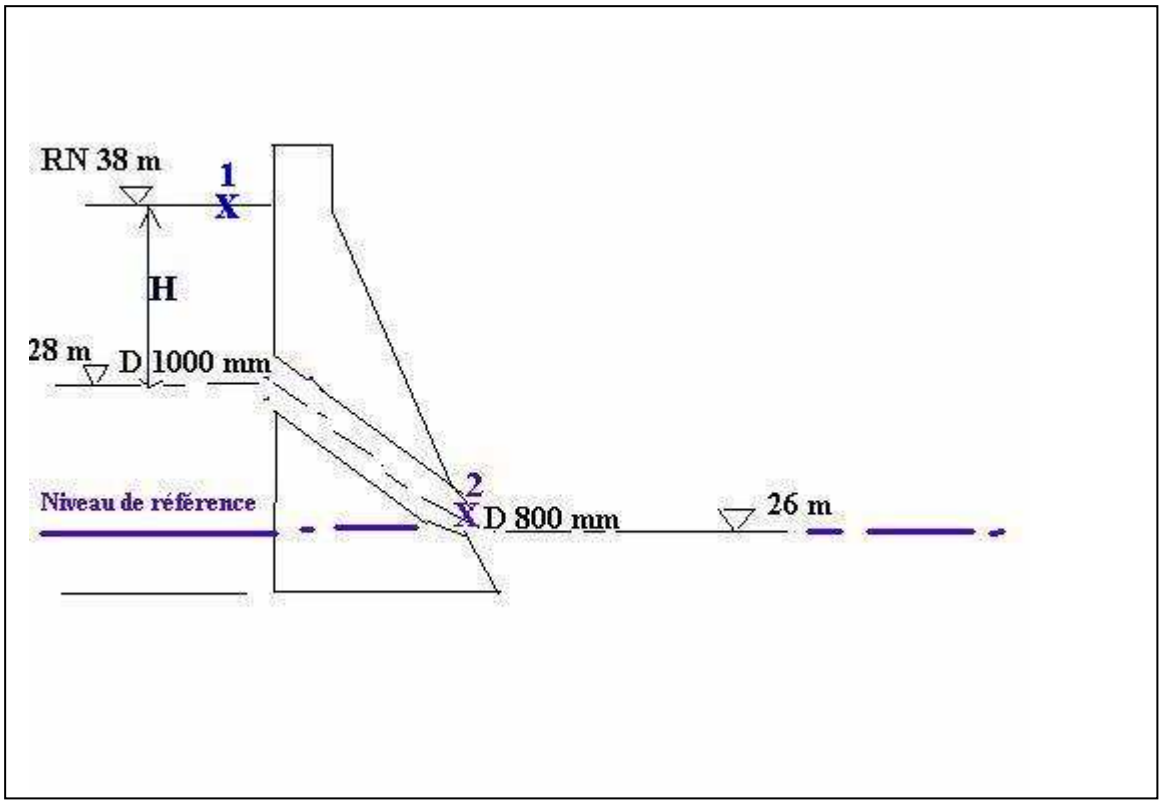


3) calculer le débit et la vitesse à l'entrée de la prise d'eau pour la côte de la retenue normale.

4) les pertes de charges sont supposées non négligeables et sachant que le débit à la sortie est évalué à 6 m^3 /s pour la côte de la retenue normale. Calculer les pertes de charges.

Réponses :

1) $Z1 + P1/\omega + V1^2/2g = Z2 + P2/\omega + V_2^2/2g$



1) 12 $= V_2^2 /2g$ soit V2 = √2gx12 d'où V2 = 15,3 m/s.

Q2 = V_2 S2 = V2 $\pi d_2^2 /4$ d'où Q2 = 7,7 m3/s

2) Qentrée = Qsortie donc Qentrée = 7,7 m3/s, Ventrée = 4Q /πd_1^2 d'où V1 = 9,8 m/s

3) En appliquant toujours le principe de Bernoulli entre les points 1 et 2, on obtient :

12 =$V2^2$ /2g + ΔH, avec Q2 = 6 m3/s, on a V2 = 12 m/s ce qui donne ΔH_T = 4,8m

Exercice :

Les apports d'eau et les fournitures du barrage pour le 1er trimestre de la 1ére année sont consignés dans le tableau suivant :

	Septembre	Octobre	Novembre
Apports	15,1	16,8	17,6
Irrigation	10	8	6
AEP	2	2	2
Turbinage	5	5	5
Evaporation	1,8	1,5	1

Calculer la réserve du barrage au début de chaque mois sachant que la réserve au début du mois de Septembre est de 380 Mm^3.

Réponses :

Pour le mois de Septembre : 380 + 15,1 – (10+2+5+1,8) = 376,3 Mm^3, c'est la réserve au début du mois d'octobre.

Pour le mois d'octobre : 376,3 + 16,8 – (8+2+5+1,5) = 376,6 Mm^3, c'est la réserve au début du mois de novembre.

Pour le mois de novembre : 376,6 + 17,6 – (6+2+5+1) = 380,2 Mm^3, c'est la réserve au début du mois de décembre.

Exercice :

La dégradation spécifique d'un bassin versant est de 22 T/Km^2/ an, sachant que la superficie du bassin versant est de 514 Km^2, calculer l'érosion globale du bassin en T/an.

Réponse :

L'érosion globale sera : 514 x 22 = 11308 Tonnes/an.

Module N°6 : Qualité des eaux

Chapitres :

1) **Caractéristiques physico-chimiques de l’eau**
2) **Caractéristiques biologiques de l’eau**
3) **Traitement des eaux potables**
4) **La pollution de l’eau**

Caractéristiques physico-chimiques de l'eau

I) Introduction :

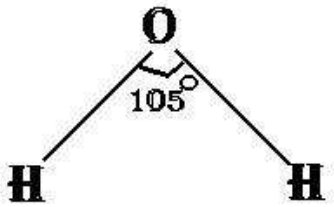
Avant tout usage socio-économique de l'eau, l'analyse physico-chimique est indispensable et ce pour pouvoir vérifier l'adaptation de la qualité vis-à-vis de l'usage prévu.

II) Aspect chimique :

A) propriétés moléculaires :

A.1) Structure :

C'est une molécule plane constituée par deux atomes d'hydrogène et un atome d'oxygène.



A.2) Masse molaire:

$H_2O \longrightarrow M = 2x1 + 16 = 18g$

A.3) Température d'ébullition : $\theta = 100$ °C, température de fusion : 0°C

A .4) Densité, d = 1 ; masse volumique, $\rho = 1g/cm^3 = 1000\ Kg/m^3$; poids volumique, $\omega = 10^4\ N/m^3$.

A.5) pouvoir dissolvant : l'eau a un grand pouvoir dissolvant, aucun autre liquide ne peut dissoudre ainsi un certain nombre de substances ni aussi une si grande quantité d'elles.

B) Paramètres hydrochimiques :

B.1) Composition chimique :

L'eau contient des sels minéraux à l'état dissout. Ce sont :

Cations	Anions
*** le sodium : Na^+**	*** le chlore : Cl^-**
*** le calcium : Ca^{2+}**	*** les sulfates : SO_4^{2-}**
*** le potassium : K^+**	*** les nitrates : NO_3^{2-}**
*** le magnésium : Mg^{2+}**	*** les bicarbonates : HCO_3^{2-}**
	*** les carbonates : CO_3^{2-}**

L'eau peut contenir également des métaux lourds tels que :

Eléments	Teneur maximale admissible (mg/l)
*** le plomb (P_b)**	**0,1**
*** le sélénium (S_e)**	**0,05**
*** l'arsenic (As)**	**0,2**
*** le chrome (Cr)**	**0,05**
*** le cyanure (Cn)**	**0,01**

Récemment, la communauté scientifique a démontré que la présence de métaux lourds dans l'eau est la cause principale du déclenchement de graves maladies telles que l'Alzheimer et le Parkinson.

L'eau contient également des oligo-éléments : le fluor (F), l'iode (I), le manganèse (Mn).

- l'iode est souvent apporté à l'organisme humain par l'eau, son absence est parmi les causes du goitre.
- La carence totale en fluor provoque la carie dentaire chez les enfants.
- Une eau très chargée en calcium entraine la formation de calcul dans l'organisme humain, notamment au niveau des reins.
- On donne ci-après la concentration maximale admissible de certains éléments :

- Magnésium (Mg) : 100 mg/l
- Nitrates ($NO_3^{-)}$: 50 mg/l
- Chlorures (Cl) : 500 mg/l
- Sulfates ($SO_4$2-) : 200 mg/l

- dans le cas d'une eau souterraine, la composition chimique de l'eau reflète la nature des roches traversées et lessivées par l'eau. Exemple : une eau lessivant du gypse (Ca SO_4, $2H_2O$) ou anhydrite (Ca SO_4) est beaucoup plus chargée en sulfates : eau séléniteuse.
- Les roches calcaires renferment au moins 50% de Ca CO_3 (calcite), elles font à froid effervescence aux acides selon la réaction :

$$\mathbf{Ca\,CO_3 + 2\,HCl \longrightarrow Ca\,cl_2 + CO_2 + H_2O}$$

Très peu soluble dans l'eau pure (13 mg/l, moins que la silice !), elles sont solubles dans l'eau chargée de CO_2 (jusqu'à 2 g/l) à cause de la formation de bicarbonate de calcium.

$$\mathbf{Ca\,CO_3 + CO_2 + H_2O \longleftrightarrow Ca\,(HCO_3)^2}$$

Dans les grottes karstiques, le Ca CO_3 cristallise et forme les stalactites et les stalagmites tandisque le CO_2 n'est pas toujours sans danger pour le visiteur.

D'après la dernière équation, l'eau lessivant des calcaires est chargée en bicarbonate de calcium. D'après la même équation, on remarque qu'une eau chargée en bicarbonate de calcium, et sous l'effet d'une augmentation de température, le CO_2 et le H_2O disparaissent ce qui entraîne un déplacement de l'équilibre dans le sens du premier membre et favorisant ainsi la précipitation de Ca CO_3, ceci entraîne un dépôt de tartre dans les bouilloires, chaudières, conduites…

L'eau contient également des gaz dissous, l'eau potable peut dissoudre jusqu'à 40 cm^3 de gaz par litre, dont 6 d'oxygène et 14 d'azote. Lorsque l'oxygène dissous est faible, ceci témoigne de la présence de matière organique.

Laboratoire d'analyses chimiques

Remarque : une eau n'est potable et propre pour la consommation humaine que si elle répond à tous les critères **chimiques et bactériologiques** en matière de seuils maximaux admissibles.

En pratique, les normes de potabilité couvrent un très grand nombre de paramètres, pour chacun d'eaux, on parle de :

- la valeur maximale admissible : qui ne doit être jamais dépassée.
- la valeur maximale recommandée : en deçà de laquelle, on considère que c'est satisfaisant.
- la valeur minimale requise : qui doit être toujours dépassée.

Les normes Marocaines sont conformes à celles arrêtées par l'OMS (organisation mondiale de la santé).

B.2) Nombre de milliéquivalents :

On appelle équivalent chimique d'un élément, le quotient de sa masse atomique par sa valence.

Eléments	Symbole	Masse atomique (g)	Valence	Equivalent chimique
Potassium	**K^+**	**39,1**	**1**	**39,1**
Sodium	**Na^+**	**23**	**1**	**23**
Calcium	**Ca^{2+}**	**40**	**2**	**20**
Magnésium	**Mg^{2+}**	**24,2**	**2**	**12,1**
Chlorures	**Cl^-**	**35,5**	**1**	**35,5**
Bicarbonates	**HCO_3^-**	**61**	**1**	**61**
Carbonates	**CO_3^{2-}**	**60**	**2**	**30**
Sulfates	**SO_4^{2-}**	**96**	**2**	**48**

La concentration d'un élément peut être exprimée en mg/l ou en nombre de milliéquivalents noté r :

r (élément) = concentration de l'élément en mg/l / équivalent de l'élément

B.3) Test de fiabilité d'une analyse chimique :

a) **balance ionique** :

B = [Σ (cations en mg/l) – Σ (anions en mg/l) / Σ (cations en mg/l) + Σ (anions en mg/l)] x 100

Si IBI < 5, analyse chimique bonne.

b) **Comparaison anions-cations** :

[Σ r (cations) – Σr (anions)] / (Σ r (cations)) doit être inférieur à 10%

B.4) Résidu sec :

C'est le poids des éléments restants après évaporation de l'eau soumise à l'analyse. Pour toute valeur du résidu sec, il faut mentionner la température et ce pour les raisons suivantes :

- à 100 °C, certains sels conservent leur eau de cristallisation tel que le sulfate de calcium $CaSO_4$ (anydrite).
- à 110°C, Mg Cl_2 est décomposé en acide chlorhydrique qui disparaît et Mg devient OMg.
- à 120 °C, les sels sont déshydratés, la matière est détruite partiellement.

Remarques :

- d'après l'OMS, (organisation mondiale de la santé), on tolère jusqu'à 2 g/l pour une eau de boisson.
- La minéralisation de l'eau est étroitement liée à l'aptitude de l'eau à conduire l'électricité. A cet égard, on cite une formule empirique reliant le résidu sec de l'eau à la conductivité électrique de l'eau (mesurée avec des conductivimétres).

R.S (mg/l) = 0, 7 x C (uS/cm)

B.5) Titre hydrotimétrique ou dureté de l'eau (T.H):

C'est la somme des teneurs en calcium et en magnésium

T.H (°F) = (r (Ca) + r (Mg)) x 5 **T.H en degré Français.**

Si T.H > 30 °F, on dit qu'il s'agit d'une eau dure : l'eau a une tendance à former un composé insoluble avec le savon qui perd ainsi une partie de son pouvoir pour ne mousser que difficilement. Une eau dure a également l'inconvénient de déposer sur les conduites et au fond des réservoirs des dépôts de tartre. Elle nuit aussi à la cuisson des légumes. Une dureté normale est celle de l'ordre de 10°F ;

B.6) P.H :

$$P.H = \log_{10} [H_3O]^+ = Log (1/ [H_3O]^+$$

Pour une eau pure neutre électriquement, on a PH = 7. En fait, l'eau naturelle n'est pas parfaitement neutre, le PH peut être inférieur à 7, dans ce cas, l'eau est légèrement acide. On dit également qu'elle est agressive du fait qu'elle peut attaquer le métal dans lequel elle transite. Le PH peut être supérieur à 7, dans ce cas l'eau a un comportement basique.

B.7) Radioactivité :

L'eau peut contenir des particules émettrices de rayonnements radioactifs (α,β,δ). Les rayons δ sont les plus pénétrants. Les normes fixées par l'OMS pour la radioactivité sont :

- Emetteurs de rayons α : 10^{-9} millimicro curies/ cm^3.
- Emetteurs de rayons β : 10^{-8} millimicro curies/ mm^3.

B.8) Eutrophisation de l'eau :

Un excès d'azote et de phosphore dans l'eau (généralement dû à un apport des eaux résiduaires domestiques et industrielles) favorise le développement d'une végétation aquatique. La croissance de cette végétation appauvrit l'eau en oxygène avec une production de méthane et d'hydrogène sulfuré. Ceci s'accompagne également avec des odeurs nauséabondes et un mauvais goût On dit que l'eau est devenue eutrophe et c'est le phénomène d'eutrophisation. On peut souvent observer ça au niveau des retenues de barrages ne recevant pas d'apports de crues. Pour quantifier ce phénomène on pratique le dosage du phytoplancton (mg de chl a/m3) : chlorophylle algal par m3. Ce phénomène croit avec la profondeur.

Parmi les conséquences de l'eutrophisation, on peut citer :

- diminution de la transparence de l'eau.
- Le colmatage des filtres au niveau des stations de traitement de l'eau potable.
- La corrosion des conduites.
- La disparition de certaines espèces de poissons dans les retenues de barrages.

On introduit souvent la carpe chinoise qui est un poisson algivore pour améliorer la qualité de l'eau.

B.9) Faciès chimique de l'eau :

Il caractérise la prédominance en matière d'anions et de cations. Le faciès chimique reflète le gisement de l'eau dans la roche magasin et notamment pour les eaux souterraines. On représente souvent le faciès chimique sur le diagramme de schoeller-Berkallof.

Remarque : les eaux souterraines ayant une même origine ont des diagrammes parallèles.

B.10) Les eaux minérales et thermo minérales :

B.10.1) Les eaux minérales :

Leur étude est un chapitre particulièrement important, il repose sur diverses considérations géologiques, chimiques et surtout médicales, en effet c'est l'aspect thérapeutique qui domine et c'est le seul critère qui reste finalement valable pour définir une "eau minérale" on plus exactement une eau " médicinale.

Les eaux minérales sont étudiées par une branche de la médecine appelée : hydrologie médicale. Elles sont utilisées d'après leur composition pour des applications cliniques. On appelle également hydrothérapie toutes les cures pratiquées avec l'eau.

En fait la nomination d'eau minérale à toute eau mise en bouteille est impropre. Cette définition doit être réservée aux eaux ayant des propriétés thérapeutiques. Sinon il s'agit alors d'eau de table où la caractéristique principale est le résidu sec moins élevé (ex : Sidi Harazem (820 mg/l) ; Sidi Ali (215 mg/l), Evian, Lanjaron.

La classification d'après la composition chimique est faite selon le résidu sec à 180°c.

* Eau oligo-minerale (résidu sec inférieur à 200 mg/l)
* Eau médio-minerale (résidu sec entre 200 et 1000 mg/l)
* Eau minerale (résidu sec supérieur à 1000 mg/l).

La classification des eaux minérales peut être faite selon le faciès chimique de l'eau :

* **Sources bicartonatées** : caractérisées par un excès d'anhydride carbonique et une grosse proportion de bicarbonates.

* **Sources sulfatées** : caractérisées par un excès de sulfates.

* **Sources chlorurées sodiques** : leur élément prédominant est le chlorure de sodium plus ou moins additionné de sels terreux (calcium, magnésium).

Rappel : si dans une solution, le cation sodium prédomine, on dit qu'elle est alcaline. Si au contraire, c'est le Ca^{2+} ou Mg^{2+} qui prédomine, on dit qu'elle est alcalino-terreuse.

* **Sources ferrugineuses** : beaucoup d'eaux contiennent du fer, aussi estime-t-on que pour être dites ferrugineuses, elles doivent renfermer plus de 10mg de fer par litre.

Selon le faciès chimique de l'eau minérale, l'effet thérapeutique est différent. Pour cette raison, il n'est pas recommandé de boire perpétuellement une eau minérale pour un sujet sain. Lorsqu'il s'agit

d'une eau de table commercialisée, il faudra choisir la moins minéralisée pour ne pas intensifier le travail des reins sinon on risque de former des calculs.

Faciès sulfaté calcique

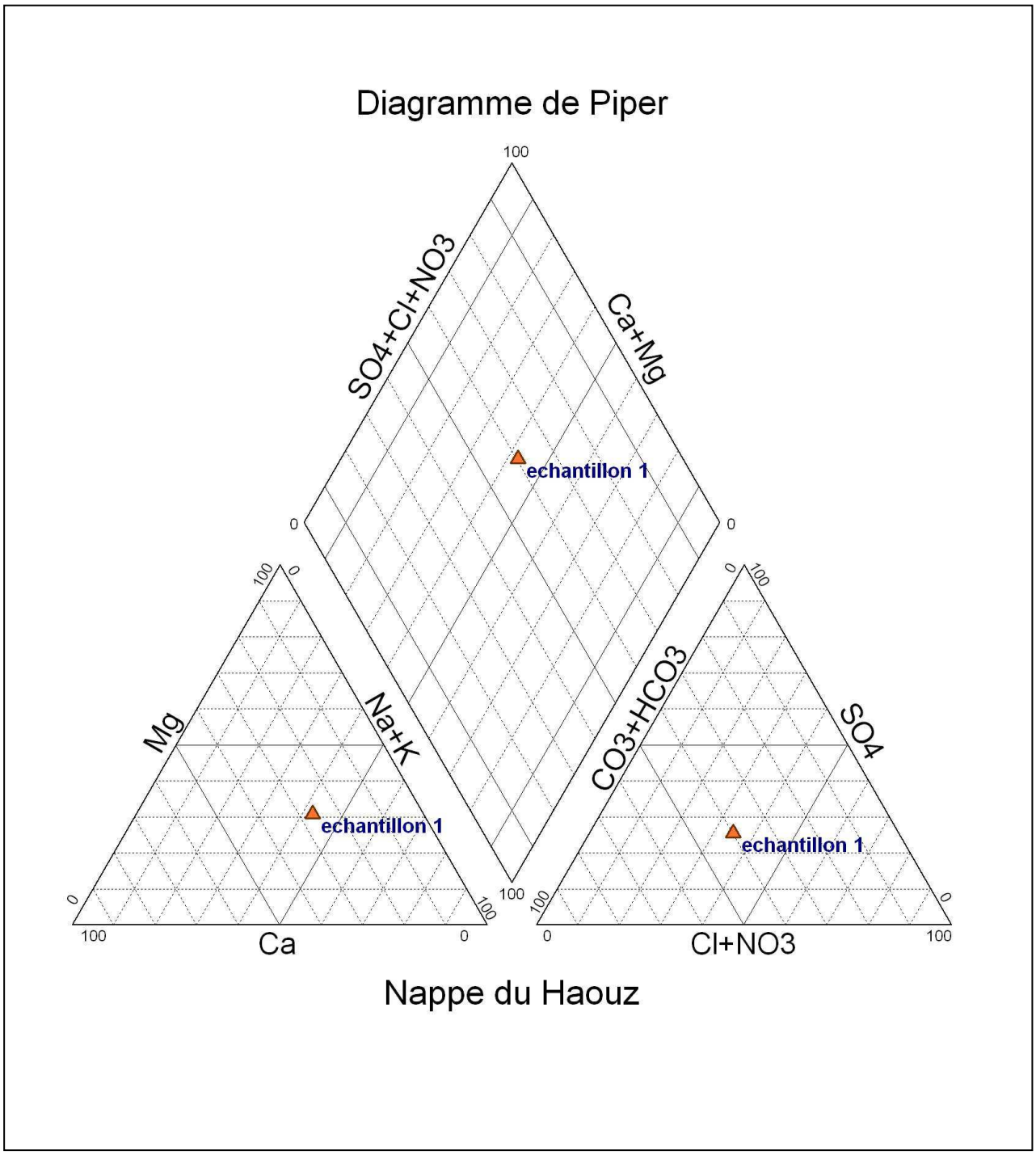
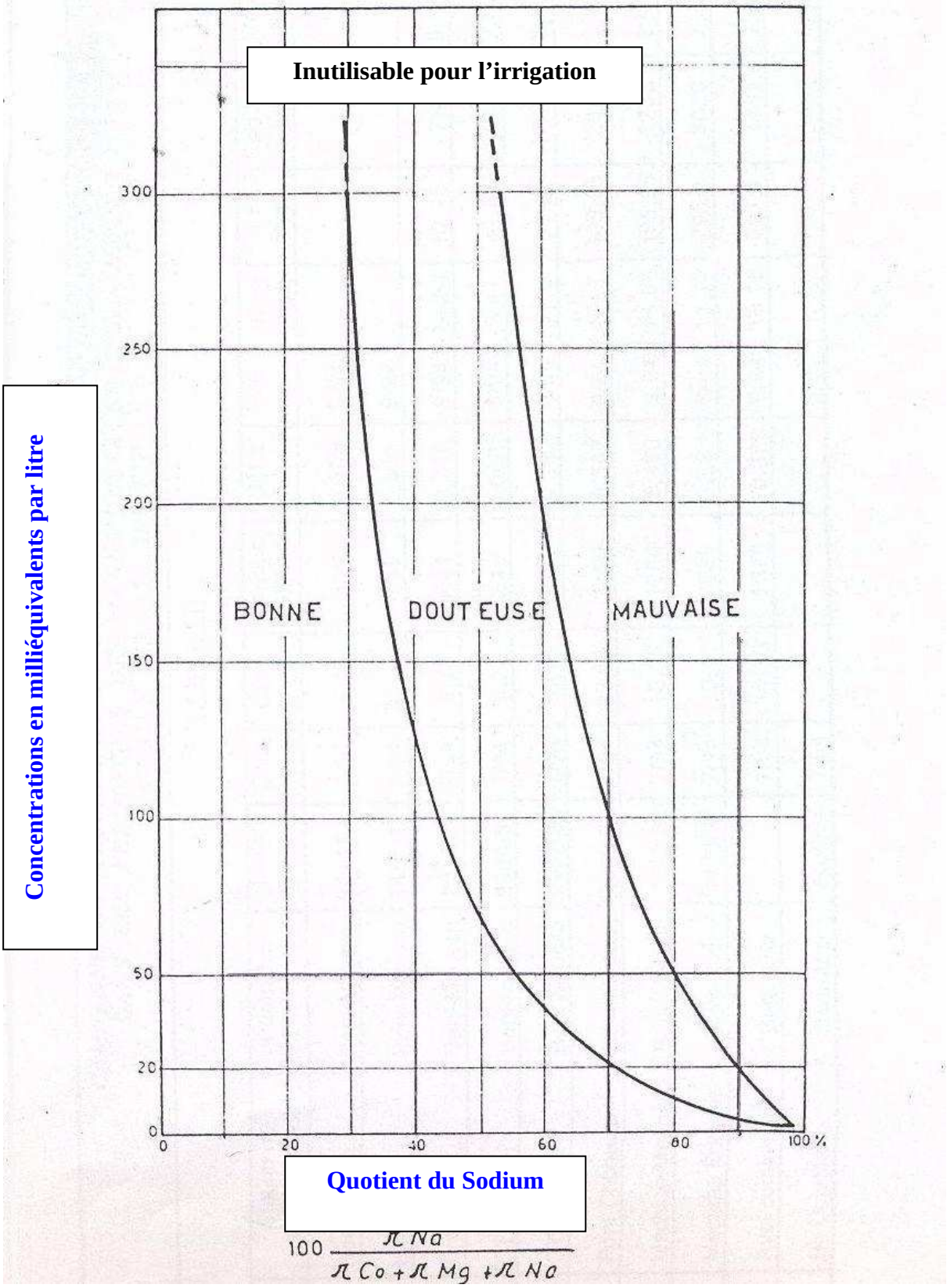


Diagramme de Piper
100
SO4+Cl+NO3
Ca+Mg
echantillon 1
0
0
100
0
Mg
Na+K
echantillon 1
0
100
100
Ca
0
0
100
CO3+HCO3
SO4
echantillon 1
100
0
0
Cl+NO3
100
Nappe du Haouz

Diagramme de Green

Qualité de l'eau d'irrigation en fonction du quotient de sodium et de la concentration. D'après H.Green (1948)



Composition chimique de quelques eaux connues (mg/l)

Eau	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Na^{+}	K^{+}	Cl^{-}	NO_3^{-}	SO_4^{2-}	CO_3^{2-}	Observations
Sidi Harazem (Maroc)	**70**	**40**	**120**	**8**	**220**	**4**	**20**	**335**	**Eau de table de faciès carbonaté potasso-sodique**
Moulay Yacoub (Maroc)	**1120**	**314,6**	**9384**	**332,3**	**17572**	**-**	**36**	**-**	**Eau thermo-minèrale, t= 45°C**
Oulmés (Maroc)	**175**	**52,3**	**228**	**24**	**300**	**-**	**5,8**	**-**	**Eau radioactive**
Vichy (France)	**90**	**9**	**1265**	**71**	**227**	**2**	**129**	**3245**	**Eau très conseillée pour les maux gastriques (eau minérale)**
Lanjaron (Espagne)	**33**	**11**	**-**	**1**	**-**	**-**	**24**	**123**	**Eau de table**
Font Vella (Espagne)	**27,6**	**6,3**	**10**	**-**	**7,1**	**-**	**8,8**	**120,8**	**Eau de table**
Valttore (Espagne)	**39,7**	**14,2**	**38,1**	**2,9**	**86,4**	**-**	**-**	**97,8**	**Eau de table**

*** Quelques effets thérapeutiques des eaux minérales** :

* Les eaux chlorurées sodiques et sulfatées alcalines agissent sur le foie et de même, elles améliorent la sécrétion gastrique.

* Les eaux bicarbonatées sont les plus indiquées pour les affections gastro-intestinales.

* les eaux ferrugineuses sont conseillées pour certains traitements de l'anémie.

* Pour l'asthme, il est conseillé de prendre les eaux radioactives et sulfureuses, ex: Oulmes.

B.10.2) Eaux Thermo-minérales :

En plus des caractéristiques physico-chimiques que peut avoir l'eau, il y a sa température. A cet effet les eaux sont classées en 3 catégories :

* Les eaux froides (θ inférieur à 20°c).
* Les eaux hypo-thermales (θ entre 20°c et 30°c).
* Homéo-thermales (θ entre 30°c et 40°c).
* Hyperthermales (θ supérieur à 40°c) .

Une station thermale revêt soit un aspect curatif lorsque la composition chimique de l'eau le permet soit tout simplement un aspect touristique lorsque la composition chimique n'a rien de particulier mais la température est relativement élevée : baignade dans une piscine chaude.

Le thermalisme a deux origines :

*** Le gradient géothermique :** Augmentation moyenne de la t° de 3°/100m.

*** Le_volcanisme :** Lorsqu'il s'agit d'un volcanisme récent et que l'eau traverse des roches volcaniques.

Les zones de thermalisme peuvent se rencontrer au niveau de forages profonds captant des nappes captives profondes ex: Moulay Yacoub dans la plaine de saïss ou les forages dépassent 1000 pour capter des calcaires liasiques.

On peut également avoir des sources à la surface du sol mais qui doivent leur origine à des failles faisant communiquer des réservoirs profonds avec la surface du sol et faisant que l'eau thermale monte par captivité.

IV) Aspects de quelques nuisances dues à la qualité chimique d'une eau :

* Matières en suspension :

L’abondance des matières en suspension dans l'eau réduit la luminosité et par ce fait abaisse la productivité d'un cours d'eau. Dans le même temps, elle entraîne une chute en oxygène dissous en freinant les phénomènes photosynthétiques qui contribuent à la reaeration de l'eau.
Ce phénomène peut être accéléré par la présence d'une forte proportion de matière organique consommatrice d'oxygène. En revanche, la présence de boues vivantes agissant comme “ bio floc ” diminue la DBO (demande biologique en oxygène) transportée : cette contribution peut être parfois supérieure à la quantité normale de dégradation des matières organiques. Ces boues décantables se déposent dans les zones calmes et on peut assister à une décomposition anaérobie des matières organiques s'accompagnant de dégagements gazeux.

* Chlore :

Les chlorures existent dans toutes les eaux à des concentrations très variables, l'origine peut être naturelle :

-Percolation à travers des terrains salés.
-Infiltration d'eaux marines dans les nappes phréatiques ou profondes.
-Rejets humains (urine).
-Industries extractives et dérivées (Soudières, salines, .mines de potasse...)

La concentration maximale admissible est de 500 mg/l, au delà ça peut être préjudiciable aux personnes atteintes de maladies cardio-vasculaires ou rénales.

* Sulfates :

L'origine est due à la nature des roches lessivées. Ex : dissolution du gypse. ($BaSO_4$), au delà de 200 mg/l (CMA), on assiste à des troubles diarrhéiques.

*** Nitrates :**

L'origine est due par ex aux engrais fertilisants et au fumier, au delà de 45 mg/l l'eau devient dangereuse pour les nourrissons, pour les adultes, on estime que l'absorption de 500 mg de nitrate peut provoquer une inflammation des muqueuses intestinales.

*** Les fluorures :**

Les fluorures sont des agents toxiques pour l'homme. Des doses de 250 à 450 mg/l conduisent à des symptômes très nets d'intoxication et à partir de 3g une issue fatale est à redouter.

*** Le plomb :**

Le plomb peut arriver dans le corps humain par l'alimentation, la respiration, la boisson...etc. On ne connaît pas la dose précise de plomb qui est ingérée par l'homme mais on peut supposer qu'elle correspond à environ 0.3 à 0.5 mg/jour. Le plomb est pour l'homme un toxique à effet cumulatif, les intoxications (saturnisme) sont conditionnées par la longue rétention du plomb dans l'organisme ce qui en fait un poison typiquement cumulatif.

III) les caractéristiques physiques de l’eau :

Il s’agit principalement de :

- la turbidité ou teneur en matières en suspension. ce phénomène agit sur la transparence de l’eau, la mesure de ce paramètre se base sur des méthodes optiques et en particulier sur la méthode néphélémétrique.

Classes de turbidité usuelles (NTU, nephelometric turbidity unit)

NTU < 5	**Eau claire**
5 < NTU < 30	**Eau légèrement trouble**
NTU > 50	**Eau trouble**

- La couleur
- L’odeur
- La saveur

Caractéristiques biologiques de l'eau

I) Introduction :

L'eau peut contenir des micro-organismes et des germes provenant d'une contamination fécale. Le fait d'attraper des germes se manifeste par des diarrhées, des vomissements et de la fièvre. Parmi les maladies d'origine hydrique, on cite le choléra, la poliomyélite, l'amibiase, la bilharziose.

On appelle germes aérobies, ceux qui ne se développent qu'en présence de l'oxygène de l'air, sinon on parle de germes anaérobies.

La charge polluante d'un effluent s'exprime à partir des concentrations en :

- Matières en suspension (MES) : une concentration élevée est souvent attribuée au fait que les réseaux sont de type unitaire
- Charge organique ($DBO_{5,\ DCO}$), ces grandeurs seront précisées par la suite.
- Substances azotées et phosphorées : (éléments activant le phénomène d'eutrophisation).
- Germes témoins de contamination fécale (GT, SF, CF) : germes totaux, streptocoques fécaux, coliformes fécaux.
- Oeufs d'helminthes (OH).

II) Les indicateurs de pollution :

La matière organique en quantité anormale est un signe de pollution, ceci est de même pour les éléments dérivés des matières organiques et qui sont : l'ammoniaque (NH_3), les nitrites (NO_2^-) et les nitrates (NO_3^-).

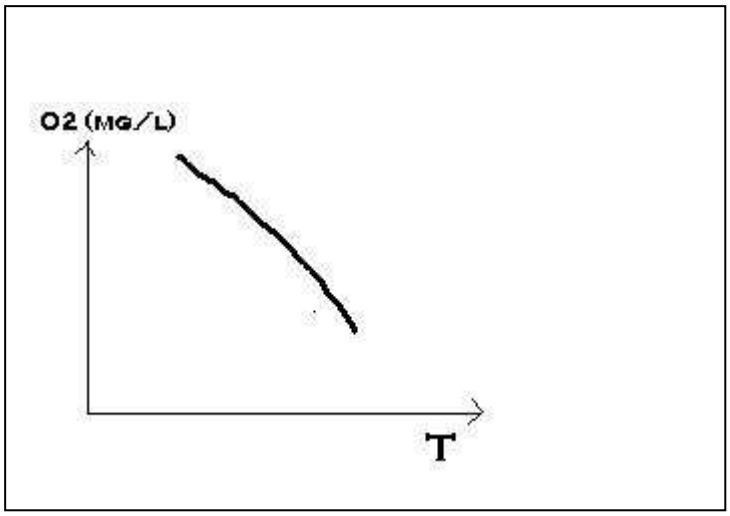
Pour faire une analyse bactériologique, il faut que des précautions préalables soient prises :

- le flacon qui va contenir l'échantillon doit être stérilisé avant le prélèvement.
- Transporter l'échantillon dans une boite contenant de la glace afin d'éviter une prolifération microbienne plus intense à une température supérieure à celle de l'eau à sa source.
- Faire l'analyse le plutôt possible, au-delà de 24 heures, il ne faut plus espérer des résultats fiables.

II.1) l'oxygène dissous :

Une eau saine doit contenir de l'oxygène. En absence de cet élément, on peut supposer qu'elle a été le siège d'une intense vie microbienne qui a pour effet de détruire les déchets organiques en les oxydant. D'où une diminution de la teneur en oxygène de l'eau. Ce fait est parfois observé dans des lacs ou rivières appauvris en oxygène et ou les poissons remontent en surface pour des « bouffées » d'oxygène.

La teneur en oxygène dissous diminue avec l'augmentation de température.



II.2) <u>germes pathogènes</u> :

Une eau potable doit être bactériologique ment saine. La contamination fécale de l'eau se traduit par la présence d'Escherichia coli ou de streptocoques fécaux. Ainsi, on doit avoir :

- Escherichia coli (colibacille) : 0 germes par 100 ml d'eau
- Streptocoques fécaux : 0 germes par 50 ml d'eau.
- Germes anaérobies : 0 germes par 20 ml d'eau.
- Salmonelles : 0 germes dans 5 litres (leur présence provoque la salmonellose).
- Coliformes fécaux : 0 germes dans 100 ml d'eau

III) <u>Mesure de la pollution</u> :

III.1) **<u>la DBO</u>** :

La demande biologique en oxygène est un bon indicateur en matière de présence de la matière organique biodégradable. Ce paramètre correspond à la quantité d'oxygène consommée par les eaux usées pour oxyder la matière organique. Il s'agit d'une réaction lente et dépend de la température, raison pour laquelle cette grandeur est généralement calculée au bout de 5 jours à 20 °C et dans le noir (en absence de lumière pour éviter toute photosynthèse parasite). On parle alors de DBO_5. On démontre qu'au bout de 5 jours, la demande en oxygène représente environ les 2/3 de la demande d'oxygène complète. La DBO_5 s'exprime en mg d'O_2 /litre. De nombreuses expériences ont montré que la DBO_5 d'un effluent est généralement comprise entre 50 et 80 mg d'oxygène par habitant et par jour. Elle est par contre très élevée en cas d'un effluent industriel trés pollué.

III.2) <u>la DCO</u> :

La demande chimique en oxygène (DCO) est un paramètre permettant d'évaluer la charge polluante d'un effluent. C'est la consommation en oxygène par les oxydants chimiques forts pour oxyder la totalité des substances organiques et minérales de l'eau. L'oxydant le plus utilisé est le dichromate de potassium à chaud et en milieu acide. Cette grandeur présente une précision plus grande que la DBO_5 et s'en différencie par la rapidité de mise en œuvre : 2 heures au lieu de 5 jours.

<u>Remarque</u> : Au Maroc, et pour un effluent urbain, on a généralement DCO/DBO_5 = 2,5 à 3 traduisant ainsi le caractère domestique dominant et biodégradable. Cependant il peut atteindre des valeurs élevées (5 à 6) en cas d'existence d'huileries et d'abattoirs rejetant leurs déchets dans le réseau d'eaux usées. Lorsque le rapport DCO/DBO_5 est infèrieur à 3, on peut adopter un traitement biologique.

On introduit souvent une grandeur (MO : matières oxydables) définie comme suit :

$MO = (DCO + 2\ DBO_5) /3$

Les ratios retenus au Maroc pour l'évaluation des différents flux de pollution domestique sont comme suit :

- **76 g de MO/hab/jour.**
- **55 g de MES/hab/jour.**
- **9 g de matiére azotée /hab/jour.**

Compte tenu du fait qu'on ne dispose pas toujours de mesures relatives à la qualité des eaux usées domestique, le laboratoire de l'ONEP en coordination avec l'OMS a depuis 1990 entrepris un certain nombre d'analyses qui ont conduit « statistiquement » aux valeurs suivantes :

Paramètre (mg/l)	Centre < 20 000 habitants	20 000 <hab<100 000	> 100 000
DBO_5	400	350	300
DCO	1000	950	850
MES	500	400	300

Les ratios européens pour des rejets d'eaux résiduaires de 150 l/j/habitant sont les suivants :

* DBO5 = 54g/h/j
* DCO = 75-100g/h/j
* MES = 90g/h/j
* NTK = 15g/h/j (azote Total Kjeldahl)
* PT = 4g/h/j (phosphore total)

La dernière réglementation Marocaine pour le rejet des eaux usées domestiques est comme suit :

DBO_5: 120 mg O_2/l
DCO: 250 mg O_2/l
MES : 150 mg/l

Pour les rejets d'effluents industriels, les limites de concentrations sont comme suit :

élément	Valeur limite
Température	5 à 30 °C
PH	6 à 9
MES	500 mg/l
DCO	1000 mg/l
DBO5	500 mg/l
Azote total	150 mg/l
Sulfates	400 mg/l
Cyanures	1 mg/l
Mercure	0,05 mg/l
Chrome total	2 mg/l
Plomb	0,5 mg/l

Pour évaluer approximativement la charge polluante des eaux usées d'une agglomération, le moyen couramment utilisé lorsqu'il n'y a pas d'analyses disponibles, consiste à multiplier la charge polluante rejetée quotidiennement par un habitant (en g/jour) par le nombre d'habitants raccordés au réseau.

Exemple : (données pour Ain Taoujdate pour 1996)

Hypothèse : DBO_5 = 300 mg/l

Années	**1995**	**2000**	**2005**	**2010**
Débit des eaux usées En m^3 /j	**760**	**1160**	**1525**	**1900**
Charge polluante en Kg/j	**230**	**350**	**460**	**570**

Explication : exemple 1995

230 = 760 x 0,3

Autre exemple : évaluation des flux dans un projet touristique :

Base des calculs : DBO_5 = 60 mg/jour/habitant et 300 mg/jour/habitant

Résidents	**effectif**	**Qmax (m3/j) Consommation eau potable**	**Base DBO5 /j**	**total**	**Total DBO_5 /j**
Suites	84	0,2	60	16,80	1,01
Hôtels	82	0,12	60	9,84	0,59
Personnel résident	20	0,12	60	2,40	0,14

Non résidents	**effectif**	**Qmax (m3/j) Consommation eau potable**	**Base DBO5 /j**	**total**	**Total DBO_5 /j**
Personnel	80	0,044	60	3,52	0,21
Restaurant traditionnel	50	0,044	300	2,20	0,66
Restaurant grill	80	0,044	300	3,52	1,06
Restaurant formation	50	0,044	300	2,20	0,66
Restaurant Dietètique	20	0,044	300	0,88	0,26
Brasserie théatre	70	0,044	300	3,08	0,92
hammam		5			

- Total dèbit journalier : 49,44 m3/j .
- Total DBO_5 /j = 5,52 Kg/j.

Avec un coefficient de retour à l'égout de 80%, le volume entrant à la STEP sera **Q = 39,55 m3/j**. en supposant que 10% de matière sèche, on aura un débit à la sortie de la STEP **Q = 35,6 m3/j** soit alors, **Q= 12994 m3/an**

Autre exemple pour exprimer les charges polluantes :

Base DBO5 : 40g/hab/j

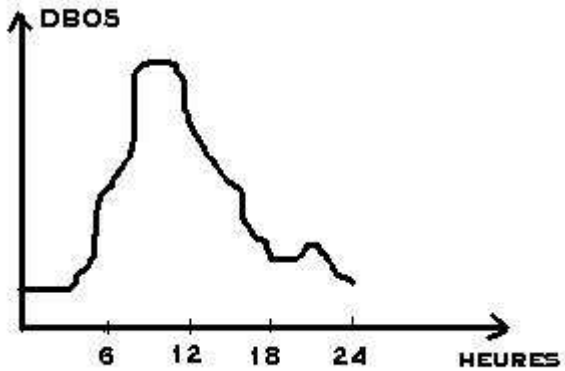
horizons	2013	2015	2020	2025
DBO5 en (Kg/j)	57	71	94	95
Débit de pointe des eaux usées (m3/j)	439	542	725	732
Concentration en (mg/l)	130	131	130	130
Equivalent habitant (EH)	1425	1775	2350	2375

Notion d'équivalent-habitant : **(Eq/Hab)**

Si on considère qu'un habitant rejette 54g de DBO_5 par jour, on peut exprimer la DBO_5 d'un rejet en équivalent habitant et ce par le rapport Poids **DBO_5 du rejet(g)/ 54**. Pour la ville de Marrakech en 2006, la pollution était de 1.300.000 Eq-Habitant .Les opérations de mesures des charges polluantes ne sont pas toujours fiables. L'expérience montre que des prélèvements et analyses effectués sur un même site, peuvent donner des résultats très variables. Les causes en sont principalement :

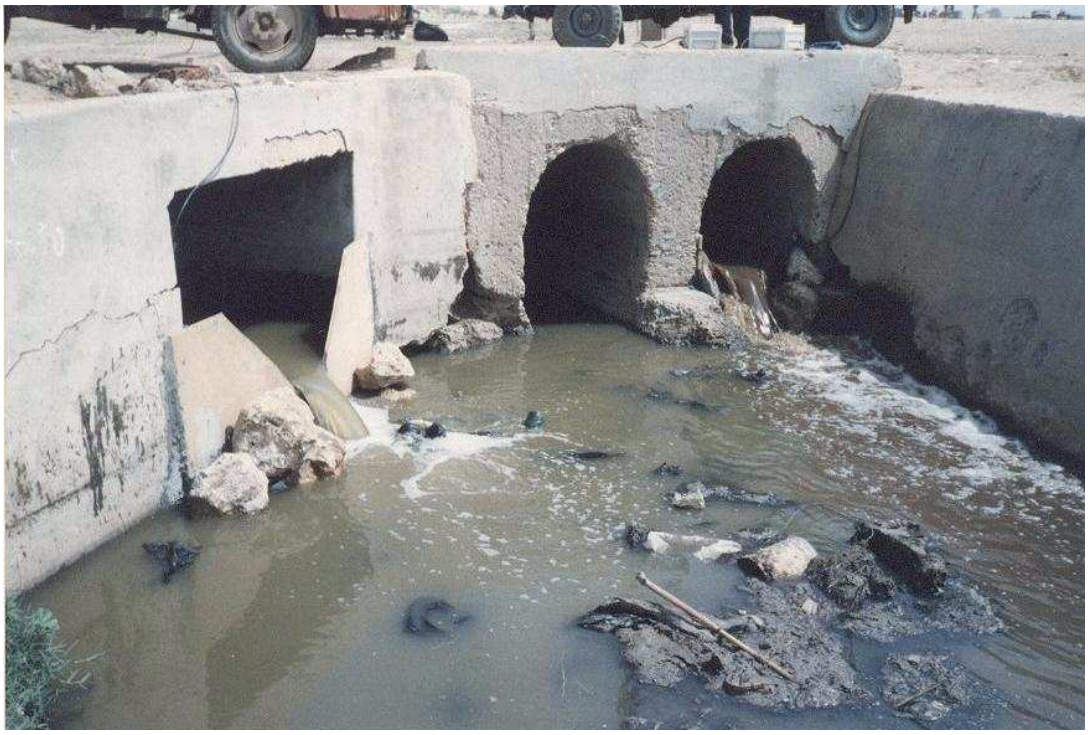
- Les arrivées massives de flux polluant provenant de vidange, de rejets industriels, de déplacements de dépôts sous un effet de chasse.
- Les différents niveaux de prélèvement : radier ou mi-hauteur de l'effluent, fond, milieu ou dessus dans la bâche d'un poste de refoulement.
- Les perturbations dues à l'instrumentation.

Les résultats d'analyse dépendent également des heures de prélèvement, la courbe ci-après établie à partir de moyennes, illustre les variations des flux de DBO_5 des eaux usées d'un secteur urbain de 5000 habitants.



Les facteurs influant sur la composition de l'eau en matière de pollution sont nombreux. Les principaux sont : la topographie du site, l'occupation des sols, les activités humaines, le climat, la fréquence des pluies, le nettoyage des rues. Les caractéristiques du réseau sont également déterminantes, qu'il s'agisse d'un réseau séparatif ou unitaire, avec bouches de décantation, panier sélectif,...Interviennent aussi les conditions d'écoulements, d'auto curage, les modalités d'entretien...

Collecteur d’eaux usées dans la ville de Fkih ben Salah



Exemple d'une campagne d'analyses chimiques et bactériologiques dans le bassin de l'Oum Errbia (1995)

Site	Date et heure de prélèvement	Conductivité à 25°C en µS/cm	DBO_5 en mg O_2 / litre	DCO en mg O_2 / litre	MES en mg/l : matières en suspension	PT en mg/l : phosphore total	PO_4^{3-} en mg/l	F/100 ml : coliformes fécaux	NO_3^- en mg/l
Rejet 1 : kasba Tadla	09/03/95 à 10 h 30 min	2520	186,30	661,13	340	14,63	22,79	21.10^5	0
Rejet 1 : kasba Tadla	09/03/95 à 12 h 30 min	2520	157,10	619,18	260	14,63	24,42	-	0
Rejet 1 : kasba Tadla	09/03/95 à 18 h 17 min	2030	233,2	860,12	530	12,63	20,35	-	0
Rejet 2 : kasba Tadla	09/03/95 à 15 h 05 min	2050	351,7	1280	920	17,29	30,52	11.10^6	0
Rejet 2 : kasba Tadla	09/03/95 à 18 h 30 min	1820	233,3	730,13	780	12,63	23,40	-	0
Rejet 1 : kasba Tadla	13/03/95 à 17 h 15 min	1985	226,3	794,56	390	24,11	38,66	-	3
Rejet 2 : kasba Tadla	13/03/95 à 17 h 25 min	2620	185,1	667,28	120	17,33	30,53	-	0
Rejet 2 : kasba Tadla	14/03/95 à 09 h 40 min	2230	270,8	944,32	700	33,60	52,90	-	7
Rejet 1 : kasba Tadla	14/03/95 à 10 h 0 min	2132	265,10	944,32	835	23,33	39,88	-	0
Souk Sebt	15/03/95 à 10 h 0 min	1983	187,4	663,26	190	10,15	19,94	-	0
Souk Sebt	15/03/95 à 13 h 30min	2034	240,1	867,13	875	29,11	39,88	-	5
Souk Sebt	15/03/95 à 18 h 15min	2090	196,1	693,16	370	26,95	38,25	-	0
Ouaouizarth	17/03/95 à 10 h 10min	1210	215,3	813,16	380	15,24	22,79	-	3
Ouaouizarth	17/03/95 à	1505	198,10	717,16	410	24,33	36,63	-	7

	12 h 00min								
Ouaouizarth	17/03/95 à 17 h 00min	1118	199,30	720,17	430	17,93	26,05	-	0
Souk Sebt	18/03/95 à 09 h 30min	2080	197,40	736,18	425	15,28	22,38	-	0
Souk Sebt	18/03/95 à 12 h 00min	2540	193,1	748,19	520	25,15	38,66	-	2
Souk Sebt	18/03/95 à 16 h 15min	2230	195,3	693,16	360	25,17	35,40	-	0
Azilal 1	21/03/95 à 10 h 30min	1532	196,1	691 ,28	320	15,05	23,19	-	0
Azilal 2	21/03/95 à 11 h 10min	1934	199,9	763,37	580	28,62	39,88	-	0
Azilal 1	21/03/95 à 14 h 30min	1298	185,3	683,16	310	11,28	18,31	-	0
Azilal 2	21/03/95 à 14 h 45min	2500	450,3	1580	1020	36,69	52,90	-	0
Azilal 2	21/03/95 à 18 h 00min	1960	346,1	1263	680	27,43	38,66	-	0

Traitement des eaux potables

I) Introduction :

Les eaux captées dans la nature ne présentent pas toujours les qualités physiques, chimiques et biologiques désirables. Avant de les utiliser pour la consommation humaine, elles doivent être traitées afin de rendre leur qualité conforme aux normes admises. Ceci se passe au niveau d'une station de traitement et qui est dimensionnée pour un certain débit susceptible de satisfaire les besoins. (Exemple : la station de Marrakech avait ètè dimensionnée pour 1400 l/s, une extension de 700 l/s a été opèrèe).

La plus grande station de traitement au Maroc est celle du complexe de Bouregreg qui alimente Rabat, Salé, Casablanca, et centres avoisinants (Temara, Skhirat, Bouznika, Ain Aouda, Rommani). Elle compte également parmi les 10 premières stations au monde. Sa capacité de production est de :

- 720.000 m^3 /jour (8,3 m^3 /s) actuellement.
- 1.000.000 m^3 /jour (11,5 m^3 /s) en 2010.

II) Traitement des eaux potables :

Trois phases fondamentales sont à prévoir pour avoir une eau répondant aux normes d'hygiène :

- l'élimination des particules en suspension par décantation et filtration.
- La stérilisation et ce par le chlore ou ses dérivés ou bien encore par l'ozone.
- L'amélioration qui consiste à corriger les propriétés chimiques de l'eau captée, soit par addition de corps chimiques appropriés, soit par adsorption de corps à supprimer.

A) Elimination des éléments en suspension :

Ces particules ont pour origine le transport solide des rivières ou les grains de roches au niveau des forages. C'est ce phénomène qui est responsable de la turbidité de l'eau. On commence généralement par une phase de prétraitement qui consiste à un dégrillage, un tamisage puis stockage en bassins.

1) Décantation :

Le principe est basé sur la différence de densité entre l'eau et les particules en suspension. Selon la granulométrie des éléments, on considère deux types de décantation :

1.1) la décantation simple :

Les particules sont assez grosses – (quelques dizaines de microns) -, les éléments se déposent facilement au fond. L'opération s'effectue dans de grands bassins ou dans des canaux à grande section ou l'eau circule à faible vitesse. Il est nécessaire d'évacuer les boues déposées soit par raclage, soit par écoulement.

1.2) la décantation assistée :

Lorsque les particules sont fines, la décantation se fait en agglutinant les éléments au moyen de coagulants. Ceci donne lieu à des flocons qui précipitent au fond. Le floculant le plus utilisé est le sulfate d'alumine à des doses variant entre 5 mg/l à 100 mg/l.

Un décanteur

2) la filtration :

Le procédé consiste à faire écouler l'eau à travers un filtre. C'est généralement une couche de sable épaisse de plusieurs décimètres. Les espaces intersticiels permettent le passage de l'eau et la rétention des éléments plus ou moins grossiers. On distingue deux types de filtration :

2.1) la filtration lente :

La vitesse de filtration est comprise entre 10 et 80 cm/heure. A cette faible vitesse, les matières en suspension retenus dans les premiers centimètres d'épaisseur du filtre constituent au bout de quelques jours une couche biologique siège d'une vie intense et capable d'arrêter les particules extrêmement fines et de retenir une très forte proportion de bactéries présentes dans l'eau à traiter (jusqu'à 99%). Ce type de filtre ne devient donc efficace qu'au bout de plusieurs jours.

2.2) la filtration rapide :

Les filtres rapides sont les plus répandus car moins onéreux. Leur vitesse de filtration atteint en exploitation 6 mètres/heure. De par le colmatage, la perméabilité diminue et le débit également. Ceci nécessite au bout de quelques jours un lavage à courant (par un mélange d'eau et d'air qui brasse le sable et nettoie le filtrat de façon homogène.

B) la stérilisation :

Cette opération a pour but de supprimer les germes pathogènes contenus dans l'eau. Ceci se fait par addition de chlore ou de ses dérivés. La quantité de chlore nécessaire à une bonne stérilisation est dans les cas usuels de 0,2 à 0,4 ml/l et le temps de contact nécessaire est de 1 à 2 heures.
L'ozone est également un moyen très efficace pour stériliser l'eau (O_3) mais son utilisation coûte relativement cher, il oxyde la matière organique et détruit presque instantanément tous les microbes. Il fait disparaître également les goûts et couleurs dus à certaines matières organiques présentes dans l'eau. La dose d'ozone à utiliser est de l'ordre de 0,5 à 5g/m^3 d'eau.

Un autre moyen pouvant être utilisé mais encore plus cher est le traitement par rayons ultraviolets

C) **Amélioration des eaux potables** :

Cette opération correspond à trois phases : la neutralisation, l'adoucissement, et la suppression des polluants organiques.

1) la neutralisation :

Lorsqu'une eau est légèrement acide, on corrige le PH par addition de chaux. En pratique, on fait circuler l'eau sur des filtres chargés de calcaires naturels concassés et qui doivent être renouvelés au fur et à mesure qu'ils sont consommés.

2) l'adoucissement :

Il s'agit de réduire la dureté de l'eau lorsque celle-ci est élevée : dépôts et incrustations dans les conduites. L'adoucissement peut se faire par la chaux. Celle-ci permet de précipiter les sels calcaires. Le précipité doit alors être retenu par des filtres.

3) suppression des polluants organiques :

De nombreux polluants de nature organique ne sont pas éliminés par les opérations de décantation et de filtration : bois, pâte à papier, hydrocarbures….ces résidus peuvent être éliminés par adsorption (fixation des molécules du polluant à la surface du corps adsorbant), **exemple** : utilisation du charbon actif

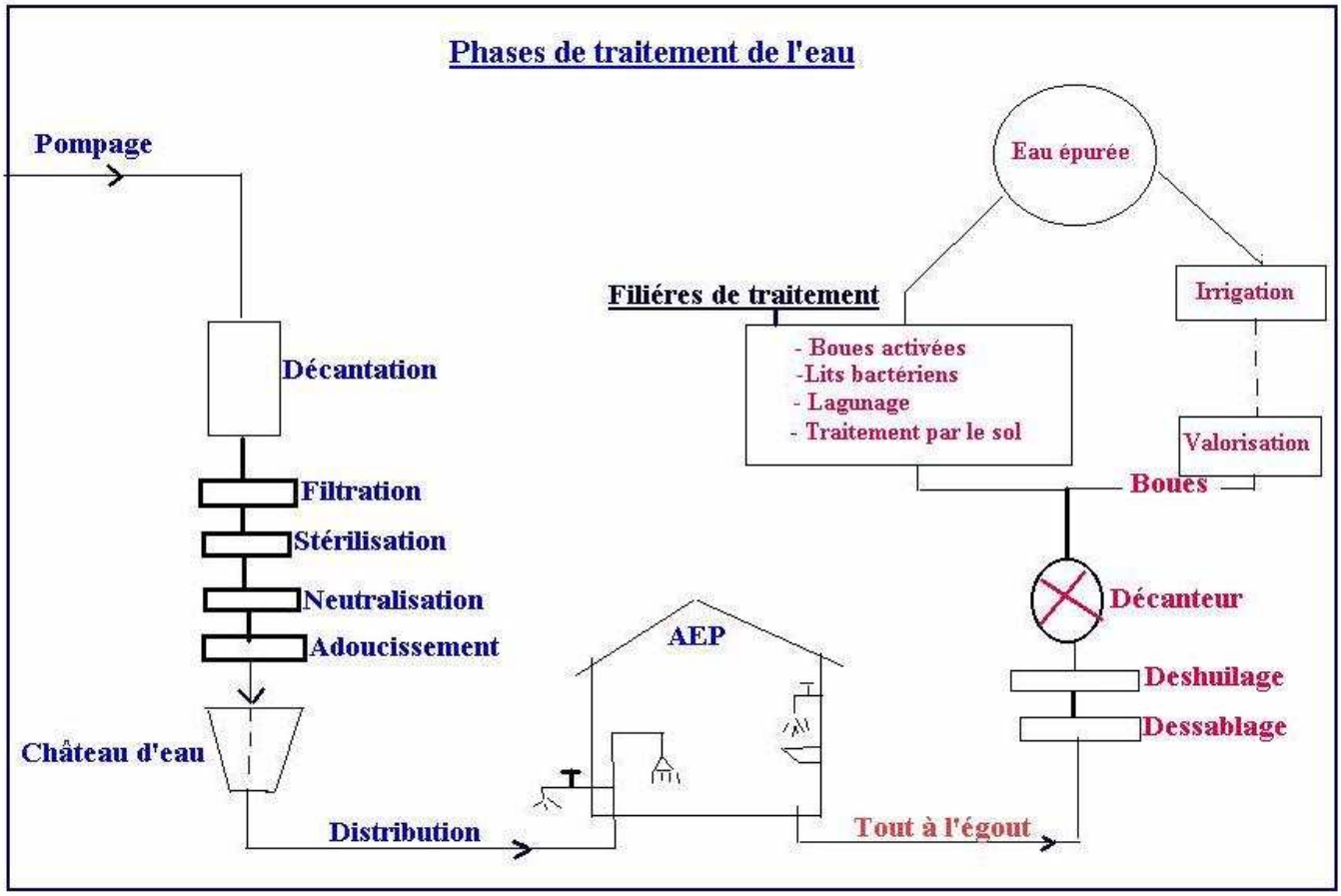
Remarque : le charbon actif élimine également les mauvaises odeurs et les mauvais goûts.

Rappel : le charbon actif est un charbon très poreux, obtenu par chauffage à très haute température de substances organiques (bitume, houille, bois, tourbe).

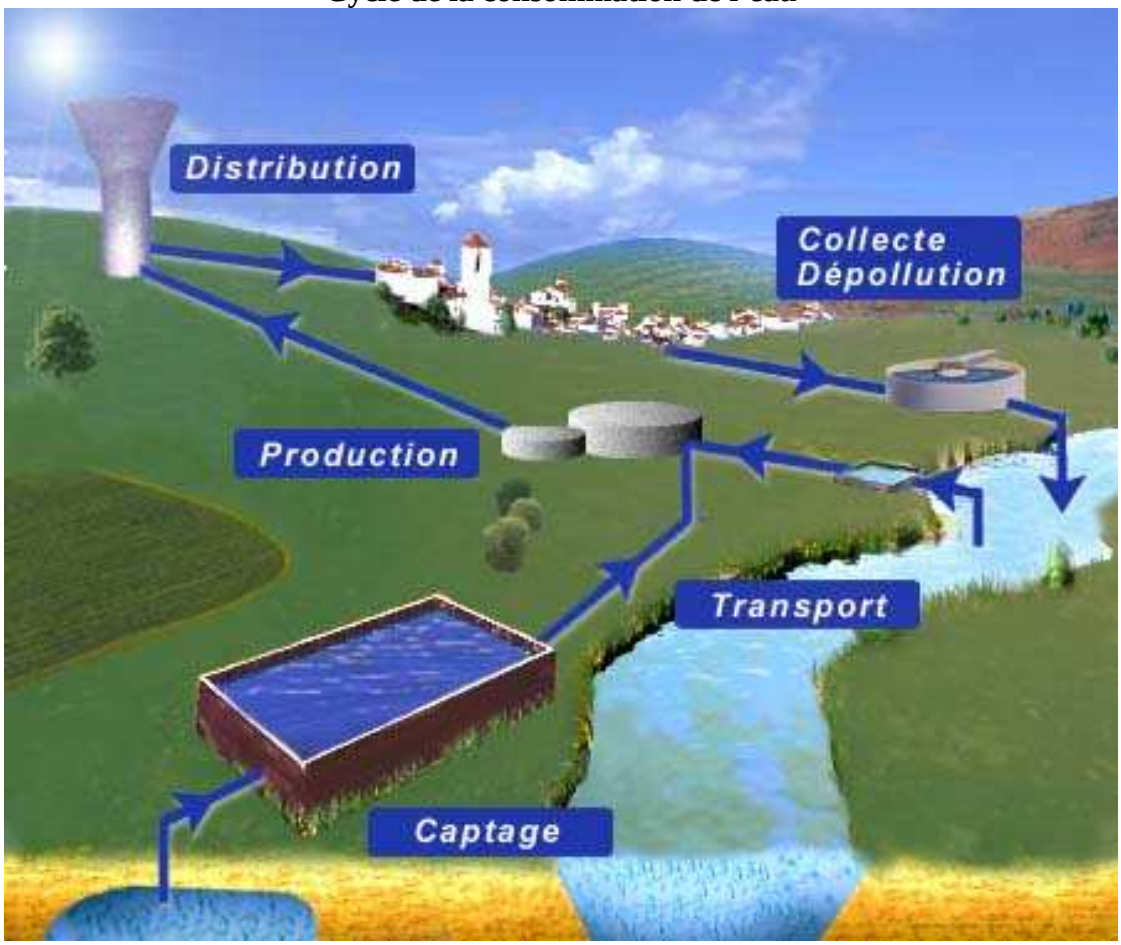
NB : dans toute station de traitement, il y a un laboratoire de contrôle de la qualité de l'eau après traitement.

Station de traitement de Marrakech

Station de traitement de Ouarzazate



Cycle de la consommation de l’eau



La pollution de l'eau

I) Introduction :

Une eau est dite polluée lorsque sa qualité initiale a été dégradée sur le plan chimique ou bactériologique, on peut parler également d'une pollution thermique et radioactive. Ce phénomène peut affecter les eaux superficielles (rivières, retenues de barrages, lacs) ainsi que les eaux souterraines (nappes et aquifères). La pollution peut être :

- **Permanente** : phénomène continu dans le temps (exemple : rejet d'une eau usée dans une rivière).
- **Périodique ou saisonnière** : qui ne se manifeste que pendant une certaine période (exemple d'une usine qui ne fonctionne que pendant une période donnée : cas des sucreries).
- **Accidentelle** : en ce sens qu'elle est localisée dans le temps et l'espace (exemple du renversement d'un camion d'hydrocarbure dans la retenue d'un barrage à une date donnée).

On peut définir aussi deux types de pollution :

- **Pollution ponctuelle** : elle affecte une zone bien circonscrite (exemple : un tronçon de rivière).
- **Pollution diffuse** : Elle peut être évolutive dans le temps et généralisée dans l'espace (cas de la contamination d'un aquifère par les engrais fertilisants : excès de nitrates par exemple).

On parle également de polluants biodégradables et non biodégradables. Les agents biodégradables se rapportent aux matières organiques décomposables par les organismes vivants (bactéries, champignons). Par contre certains produits comme les métaux et certains pesticides ne sont pas ou peu biodégradables.

Rappel : les pesticides sont des produits utilisés en agriculture pour lutter contre les parasites animaux et végétaux menaçant les cultures, exemple de produits phytosanitaires. Les pesticides sont toxiques pour l'homme. Les herbicides luttent contre les mauvaises herbes, les fongicides contre les champignons, les insecticides contre les insectes et les raticides contre les rongeurs.

Deux paramètres fondamentaux conditionnent la pollution :

- les sources ou foyers de pollution dont il faut faire l'inventaire.
- La vulnérabilité des ressources en eau et écosystèmes aquatiques vis-à-vis de la pollution.

II) la pollution des eaux de surface :

Les sources de pollution sont généralement :

- Les rejets d'eaux usées domestiques.
- Le lixiviat « jus » provenant des décharges d'ordures ménagères.
- Les rejets d'effluents industriels.

Ces rejets sont parfois la cause principale de l’eutrophisation de rivières, de lacs et même de retenue de barrage.

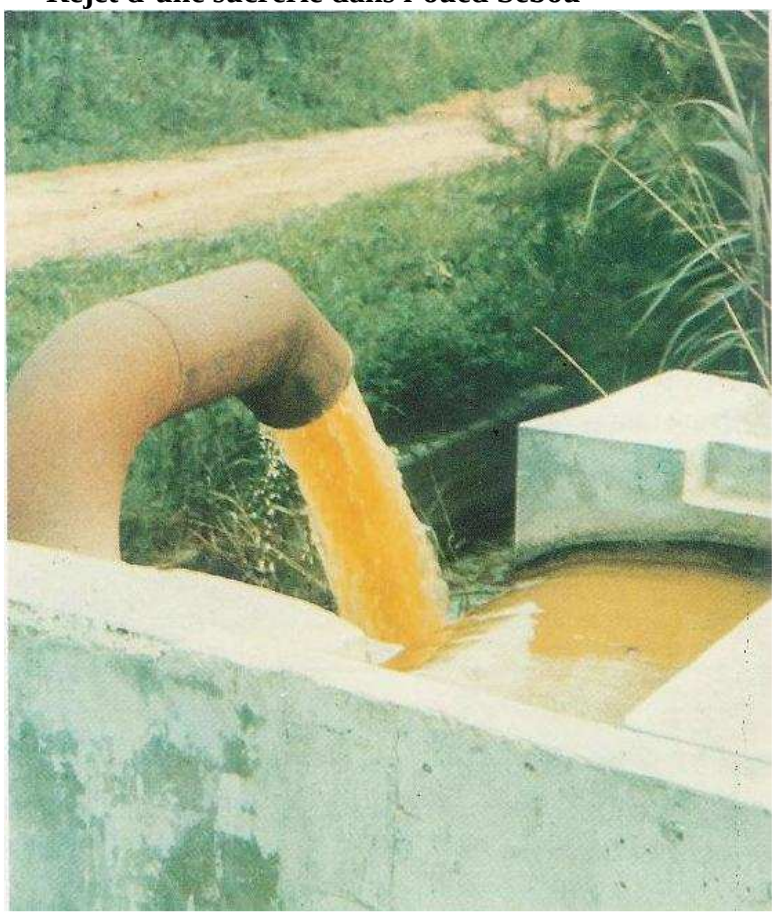
Un effluent rejeté dans un cours d'eau peut ne pas produire de nuisances. En effet si le débit du cours d'eau est relativement important et la charge polluante de l'effluent faible, il se produit le phénomène de dilution. On parle alors de la capacité auto-épuratrice de la rivière. L'autoépuration est favorisée par une forte teneur en oxygène dissous du cours d'eau : la quantité d'oxygène excédentaire permet d'oxyder la matière organique de l'effluent.

Si la dégradation de la matière organique se fait par voie anaérobie, c'est à dire en absence d'oxygène, il se produit une fermentation qui détruit la flore et la faune aquatique (poissons) en dégageant des odeurs nauséabondes et également du gaz méthane CH_4.

Dans certains barrages et si l’état de la retenue le permet, on parle de « débit sanitaire » : c’est un débit lâché à partir du barrage pour lessiver les déchets en aval provoquant ainsi une sorte d’épuration de l’écosystème aquatique en aval. Exemple : Q = 40 000 m^3 /semaine est lâché à partir de Bin el Ouidane dans l’oued El Abid.

Une grande partie des rejets d’eaux usées marocaines se font dans les rivières et de surcroit, ces eaux ne sont pas traitées. Le cas flagrant est l’oued Sebou qui reçoit beaucoup d’effluents aussi bien domestiques qu’industriels.

Rejet d’une sucrerie dans l’oued Sebou



Exemple de mesures de pollution (impact des sucreries sur les eaux de surface en 1990).

sucrerie	DBO_5 (Kg/T)	DCO (Kg/
SUBM	3,21	3,35
SUNAT	2,54	3,44
SUTA	9,74	17,20

Les 3 sucreries prècitèes se trouvent dans la règion de Bèni Mellal.

Le tableau ci-après donne une idée sur la pollution domestique nette due aux rejets de certaines provinces (Année 1992-1993).

Province	Pollution nette rejetée en Kg/j	
	DBO_5	DCO
Azilal	869	2607
Béni-Mellal	7249	21749
Khénifra	1419	4259
Khouribga	4763	14289
Total	14300	42904

Remarque : la pollution de l'eau jusqu'à un certain niveau rend le traitement pour potabilisation difficile et onéreux voire impossible. (L'ONEP rencontre souvent ce problème pour alimenter le centre de Kariat Ba Mohamed).

Une stratégie visant à préserver la qualité de l'eau doit viser la prévention en premier lieu et la dépollution en second lieu.

III) la pollution des eaux souterraines :

III.1) capacité auto-épuratrice du milieu :

Les sources de pollution sont de plus en plus nombreuses compte tenu des activités socio-économiques de l'homme. On distingue également deux types de pollution : chimique et bactériologique.

Le système aquifère a également une capacité auto-épuratrice en fonction d'un certain nombre de mécanismes chimiques et biologiques. A titre d'exemple, on peut citer les cas suivants :

III.1.1) Aspect chimique :

- **Filtration :** en ce qui concerne les matières en suspension.
- **Fixation :** par le sol de certains éléments notamment certains Produits insolubles des hydrocarbures.
- **Réactions chimiques** (oxydo- réduction) et biologiques (biodégradation entre le sol, l'eau et le polluant).
- **Dilution du polluant** au cours de son cheminement notamment pour les éléments chimiques solubles dans l'eau (cl^-, No^-_3…).

III.1.2) Aspect bactérien :

Deux trajets sont empruntés par les bactéries et virus lors de leur cheminement :

- Un trajet vertical dans la zone non saturée (entre le sol et le niveau piézométrique).
- Un trajet quasi horizontal (latéral) en zone saturée généralement. Si le terrain non saturé présente des caractères de filtration tant mécanique que biologique, l'élimination des bactéries et virus est rapide et celles- ci n'atteignent pas la nappe. Mais ceci n'est pas toujours réalisé et on assiste alors à une propagation de la pollution bactérienne dans le sens de l'écoulement.

III .2) les foyers de pollution :

Les agents de pollution sont nombreux, parmi lesquels on cite ;

1- Les hydrocarbures :

Des concentrations assez faibles peuvent rendre une eau inutilisable. A titre indicatif nous dirons que d'après des expériences en Europe et aux U.S.A, 50 l de gasoil peuvent polluer la consommation en eau d'une population de 200.000 personnes pendant 1 an.

2- Les engrais et produits agricoles divers :

La plupart des engrais se composent d'éléments chimiques qui, à des concentrations excessives peuvent revêtir le caractère de pollution en particulier les nitrates et phosphates. L'utilisation non contrôlée d'insecticides et fongicides, toxiques et non biodégradables, peut renforcer largement le risque de pollution. La nappe des Béni Moussa et Béni Amir est contaminée à cause d'un excès en nitrates dépassant souvent 50 mg/l.

3) les margines :

Lors de la période oléicole et après triturations des olives au niveau des unités traditionnelles, les résidus ou margines sont rejetés souvent dans des puits perdus ce qui est à l'origine d'une pollution organique.

4) Etables et excréments animaux :

Ils constituent une pollution importante par les nitrates qu'ils génèrent dans le sous- sol. Cette pollution dans le cas des étables est soutenue et permanente et peut être assez dangereuse.

5) Les dépôts d'ordures et décharges sauvages :

Ils engendrent une pollution à la fois bactérienne, chimique et organique, surtout les déchets alimentaires à travers l'infiltration du lixiviat.

6) Les rejets industriels :

Cette pollution présente en général un caractère permanent, le lessivage par les précipitations et l'infiltration en constitue les principaux éléments moteurs.

7) Les eaux usées :

Les eaux sont répandues, pour les villes grâce au système d'égouts. Les zones d'épandage de ces eaux sont quelques - fois passibles d'infiltrations de substances polluantes.

Il existe d'autres sources de pollutions parmi lesquelles on peut citer brièvement les carrières, les cimetières, les abattoirs, les fosses septiques.

Citons enfin que compte tenu de l'interaction et les échanges qui se font entre les eaux de surface et les eaux souterraines, un aquifère peut être contaminé par une rivière sus-jacente.

IV). Conditions hydrogéologiques favorisant une pollution : (vulnérabilité)

La vulnérabilité d'une nappe à la pollution est sa prédisposition à la contamination par les agents polluants lorsque les conditions hydrogéologiques intrinsèques au milieu physique sont favorables.

a- Nature de la nappe :

Une nappe captive est généralement profonde, de ce fait, elle est beaucoup plus protégée par rapport à une nappe libre.

b- L'épaisseur du milieu non saturée :

Des épaisseurs faibles exposent la nappe à une pollution par rejet direct.

c- La nature des terrains de couverture :

Les terrains perméables favorisent l'accès d'un polluant comparativement à un terrain imperméable.

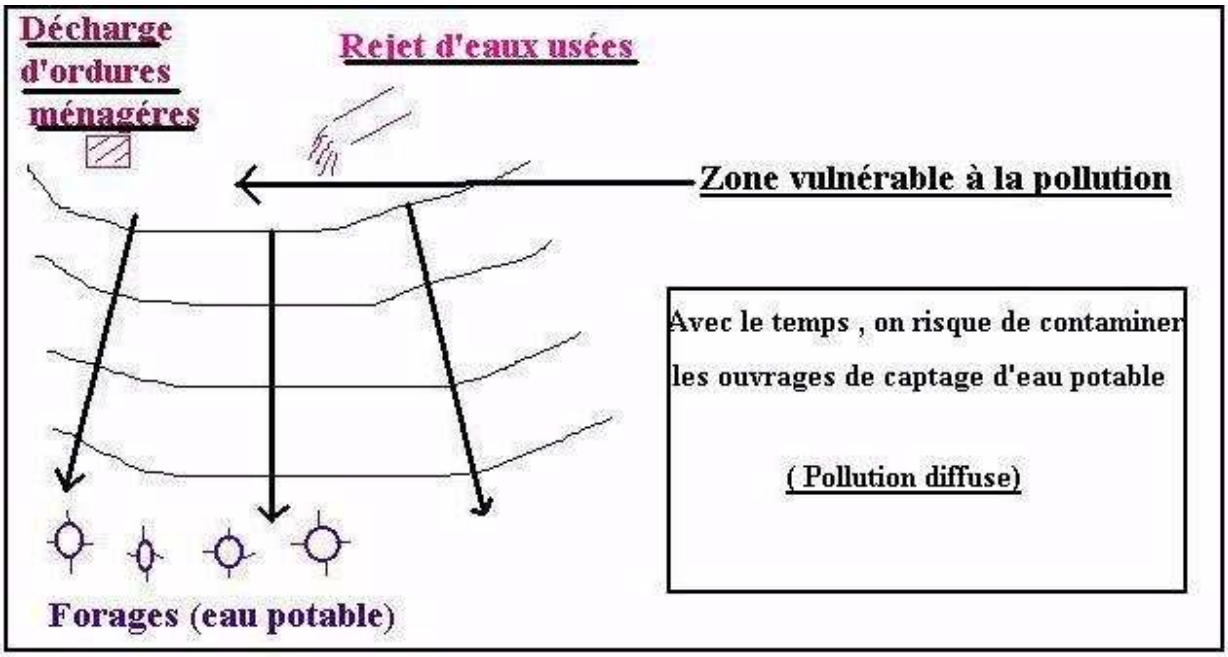
d- La piézométrie :

L'intérêt de la cartographie d'une telle donnée trouve sa justification une fois que la pollution a atteint la nappe. En effet, la pollution se propage en grande partie dans le sens de l'écoulement de la nappe.

e- **Paramètres hydrodynamiques :**

Tant que la transmissivité d'un terrain est bonne, le temps de parcours d'un polluant pour arriver à un captage d'eau potable est relativement cours.

Notons finalement que la prise en considération de tous ces éléments permet au sein d'une nappe de localiser les zones vulnérables à la pollution ce qui permet leur protection et surveillance dans un stade précoce.



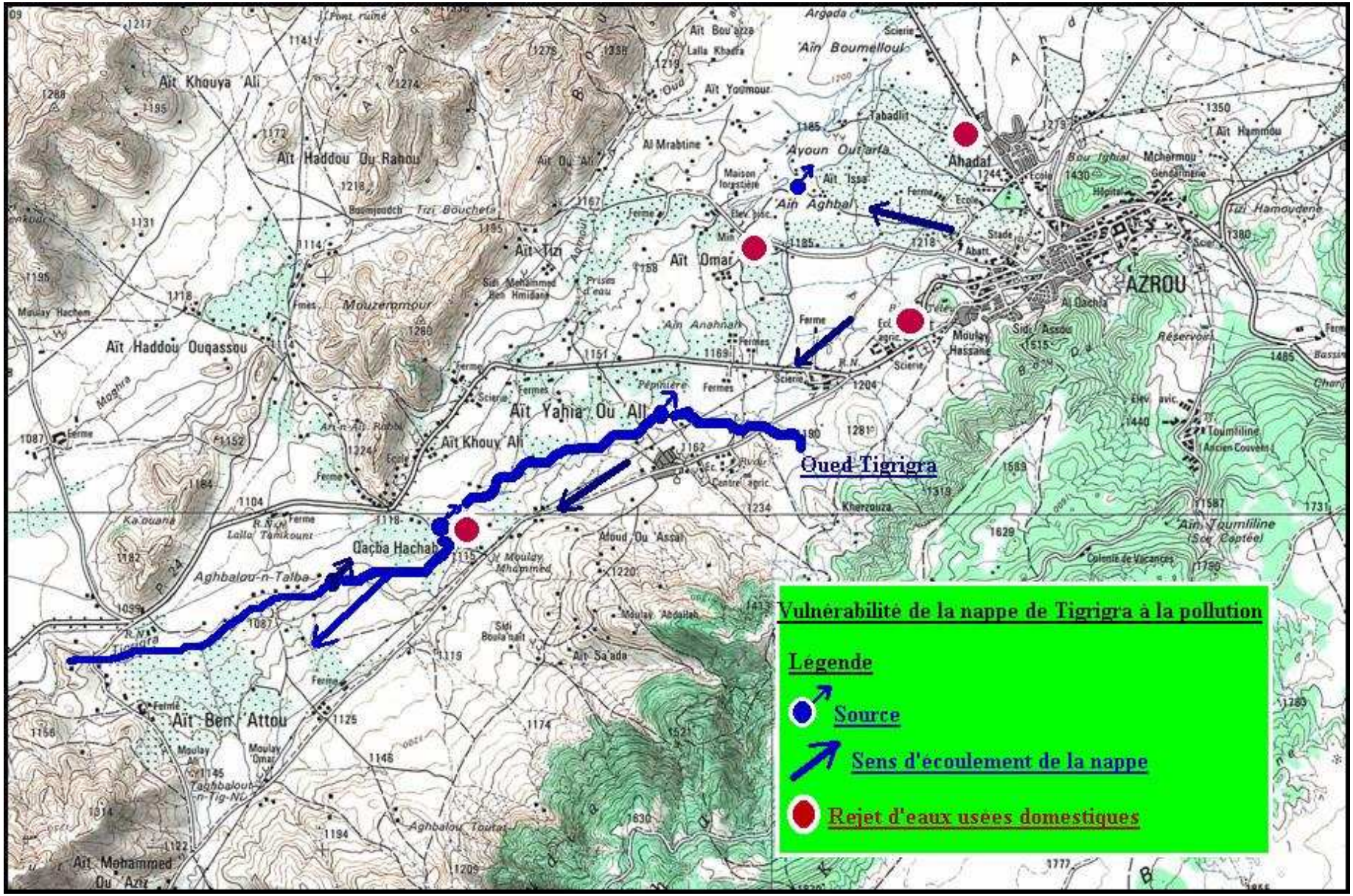
V. Notion de périmètres de protections :

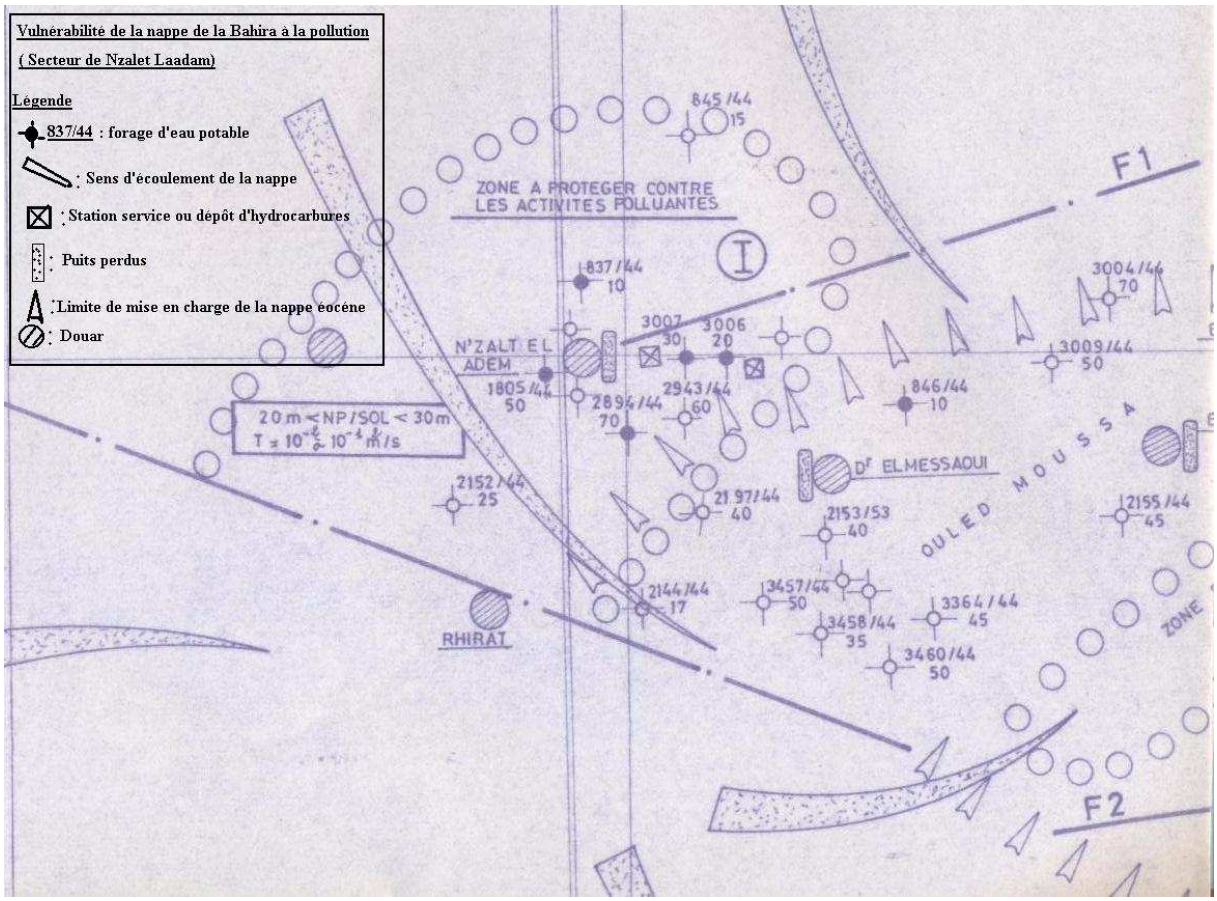
La pollution d'une nappe est un phénomène irréversible en ce sens que les agents polluants se propagent, se dispersent et gagnent du terrain ce qui rend la dépollution pratiquement impossible. Aussi, le meilleur moyen est la prévention. Parmi les moyens, on s'intéresse aux périmètres de protection autour des captages d'eau potable.

*** Périmètre de protection immédiat** : Il sert uniquement à assurer la protection du captage et des installations de pompage.

*** Périmètre de protection rapproché :** Il a pour but d'éliminer toute pollution bactérienne. Ce périmètre fait l'objet de procédures législatives très sévères et très précises commençant par l'expropriation de toute habitation existant à l'intérieur.

*** Périmètre de protection éloigné :** destiné à la protection contre les pollutions chimiques, il comprend un périmètre d'appel maximal correspondant aux conditions les plus défavorables. Il comprend le périmètre rapproché et il est fermé à l'amont par une ceinture d'alerte constituée de piézomètres.


Vulnérabilité de la nappe de Tigrigra à la pollution
Légende
Source
Sens d'écoulement de la nappe
Rejet d'eaux usées domestiques
Oued Tigrigra
AZROU
Ahadal
Ayoun Ouf'arfa
Ain Aghbal
Aït Omar
Aït Yahia Ou Ali
Aït Khouy Ali
Qaçba Hachab
Aghbalou-n-Talba
Aït Haddou Ou Rahou
Aït Haddou Ouqassou
Aït Ben Attou
Aït Mohammed Ou Aziz
Ain Boumellouf
Ain Tourmiline
Argada
Tabadlit
Aït Issa
Aït Youmour
Al Mrabtine
Aït Tizi
Mouzenmour
Ain Anahnah
Moulay Hassane
Kherzouza
Aït Sa'ada
Aghbalou Toutes


Vulnérabilité de la nappe de la Bahira à la pollution
(Secteur de Nzalet Laadam)
Légende
837/44 : forage d'eau potable
: Sens d'écoulement de la nappe
: Station service ou dépôt d'hydrocarbures
: Puits perdus
: Limite de mise en charge de la nappe éocène
: Douar
ZONE A PROTEGER CONTRE
LES ACTIVITES POLLUANTES
I
F1
F2
N'ZALT EL ADEM
Dr ELMESSAOUI
OULED MOUSSA
RHIRAT
ZONE
20 m < NP/SOL < 30m
T ≈ 10⁻⁴ à 10⁻⁵ m/s
845/44 15
837/44 10
3004/44 70
3007 30
3006 20
3009/44 50
1805/44 50
2894/44 70
2943/44 60
846/44 10
2152/44 25
2197/44 40
2153/53 40
2155/44 45
2144/44 17
3457/44 50
3458/44 35
3364/44 45
3460/44 50

Module N°7 : Gestion et planification des ressources en eau

Chapitres :

1) **Aspects généraux de la gestion et la planification de l’eau**
2) **Les modèles de simulation et de prévisions**
3) **Les catastrophes naturelles**
4) **L’analyse économique de projets de mobilisation des ressources en eau**

Aspects généraux de la gestion et la planification de l'eau

I) Introduction :

Face à la pression croissante sur les ressources en eau et face également à l'industrialisation et l'urbanisation incessantes, la quantité et la qualité des ressources en eau sont deux aspects fondamentaux à suivre et à gérer. Une bonne gestion de ces deux paramètres permettra une utilisation rationnelle des ressources en eau tout en évitant leur gaspillage ainsi que la dégradation de leur qualité.

Une gestion rigoureuse des ressources en eau est celle qui intègre dans une vision globale les eaux souterraines, les eaux de surface ainsi que les ressources non conventionnelles (eaux usées, eaux pluviales…etc. La méthodologie de gestion et de planification diffère selon la nature des potentialités hydrauliques disponibles.

Une bonne gestion de l'eau est celle qui tient compte de tous les paramètres du contexte de production et de mobilisation, à savoir :

- Aspect technique : optimisation des techniques et des procédés.
- Aspect économique : tirer le meilleur profit d'un m^3 produit ou mobilisé.
- Aspect social : éviter les situations conflictuelles dont l'origine est l'eau.
- Aspect environnemental : les projets hydrauliques doivent s'inscrire dans une vision respectueuse de l'environnement.
- Aspect politique : l'eau doit être un facteur de stabilité politique.
- Aspect institutionnel : organisation du secteur et responsabilisation des institutions et organismes.
- Aspect législatif : élaboration et respect des textes réglementaires.
- Aspect médiatique : information et sensibilisation du grand public sur les problèmes de l'eau.

Remarque :

Il faut distinguer entre la gestion de l'eau en tant que substance et les ouvrages hydrauliques en tant qu'infrastructure de mobilisation. Cette dernière doit être également bien gérée pour optimiser son fonctionnement.

II) Gestion et planification des eaux souterraines :

Sur le plan quantitatif, une nappe d'eau souterraine peut être considéré comme un système a deux composantes principales ; les entrées et les sorties. Les entrées représentent tout ce qui participe à alimenter la nappe (pluie, oued, etc..) ceci doit être traduit par un débit Qe.

Les sorties représentent tout ce qui soit de cette nappe et ceci peut être subdivisé en deux :

- Les sorties naturelles : évaporation, sources, déversement dans l'océan etc.
- Les sorties artificielles : pompages pour eau potable, irrigation, industrie.

Une exploitation rationnelle de la nappe tout en gardant un équilibre naturel est tel que Qe<= Qs, remarquons au passage qu'on peut déjà installer des captages pour exploiter le débit se perdant naturellement ex : déversement à la mer.

En fait le vrai moyen de gérer la nappe outre le bilan classique (Qe, Qs) et d'installer une batterie de piézomètres et faire des mesures régulières (au moins 1 fois/mois) ce qui permettra de tracer des historiques et qui sont beaucoup plus parlants en matière de baisse ou de remontée de nappe.

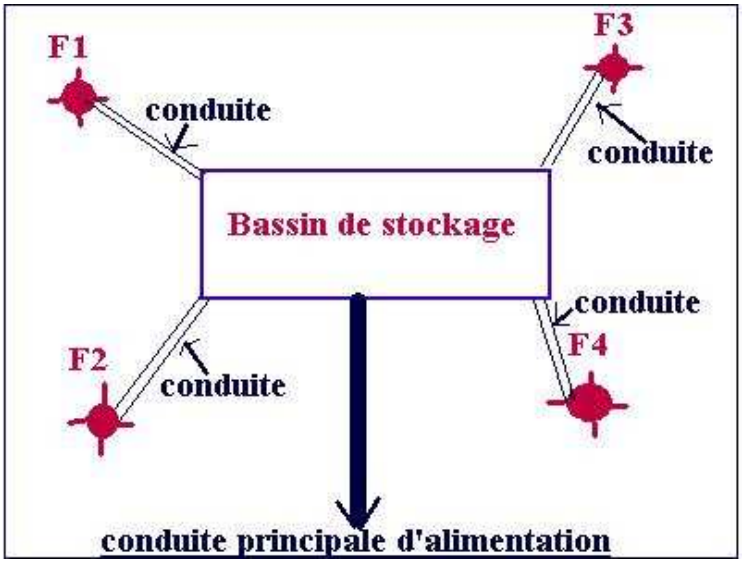
En matière de prévision, les modèles de simulation donnent des renseignements très précieux en ce sens qu'on projette un débit Q représentant les aménagements prévus surtout en un endroit déterminé et le modèle permet de prévoir les rabattements qui en résulteront. En fonction de ces rabattements l'hydrogéologue décide la faisabilité on pas d'un projet futur .Parfois des prélèvements supplémentaires sont retenus même si l'état d'équilibre est atteint ou dépassé (Qs > Qe) à conditions que ces prélèvement n'introduisent pas une baisse importante de la nappe. Pour éviter le gaspillage de l'eau, l'utilisateur doit respecter les débits d'exploitation fixés par l'hydrogéologue, de même la réalisation de puits ou forages ne doit pas être anarchique mais conforme à des autorisations de pompage livrées par les services compétents.

La planification de l'eau impose également de connaître la limite de saturation des ouvrages c'est à dire l'horizon pour lequel l'ouvrage en question n'assurera plus en totalité les besoins demandés.

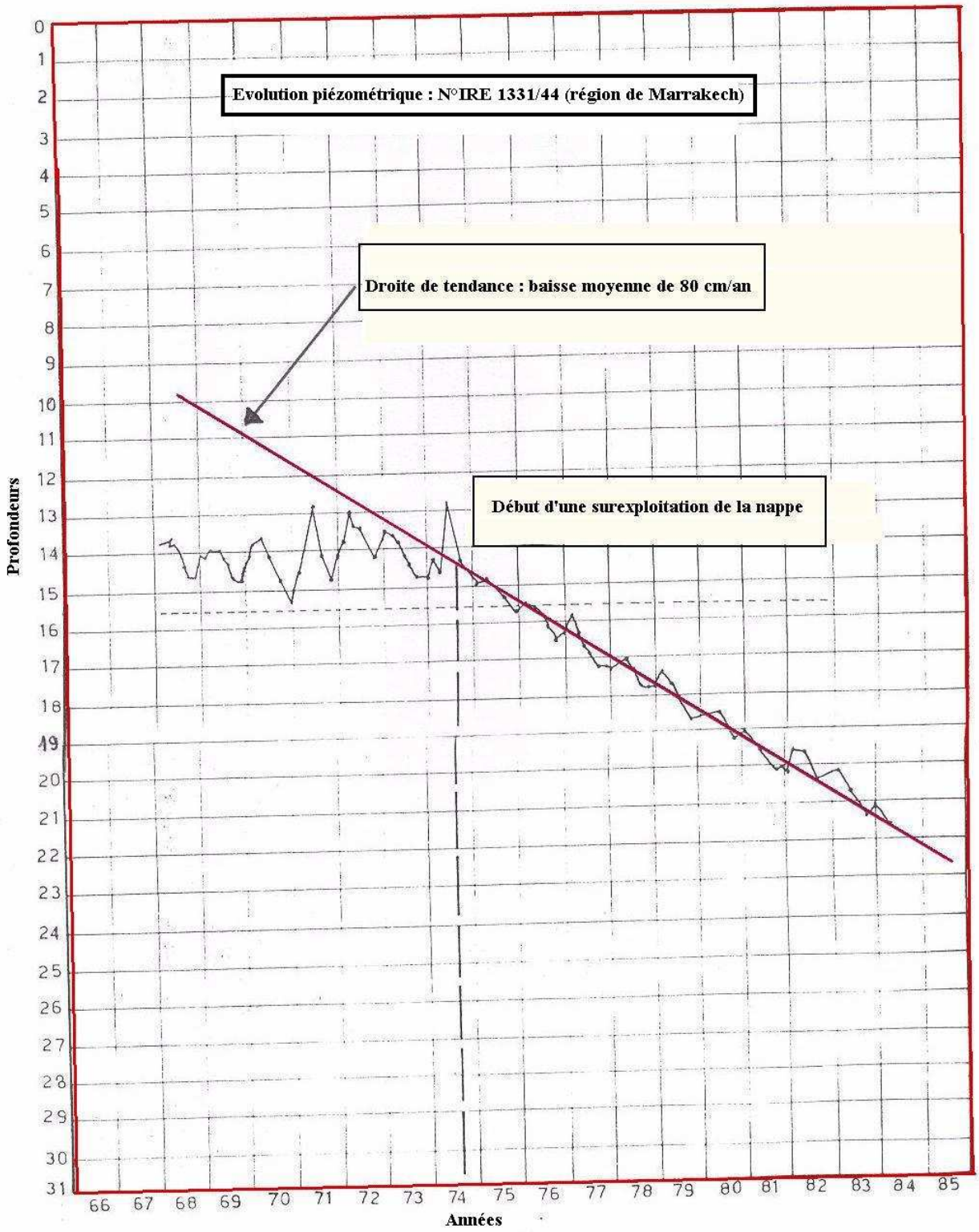
Sur le plan qualitatif, des prélèvements d'échantillons doivent être faits de façon périodique en des points choisis au sein **d'un réseau de contrôle.** Il faut également délimiter **des périmètres de protection** autour des captages d'eau potable. (Voir cours sur la pollution de l'eau).

Dans certains projets et particulièrement d'irrigation nécessitant des grands volumes d'eau en pointe, on peut faire des « rotations » en matière de fonctionnement des forages et relier ces derniers à un bassin d'accumulation à ciel ouvert par le biais de conduites. Le bassin sera muni d'une conduite principale desservant le périmètre en question. Une telle conception présente les avantages suivants :

- gain sur le débit global cumulé.
- gain sur la qualité de l'eau en cas d'eaux saumâtres sur un forage.
- Possibilité de remplissage du bassin par les eaux de pluie et « chômage des forages ».
- Mise en charge de l'eau



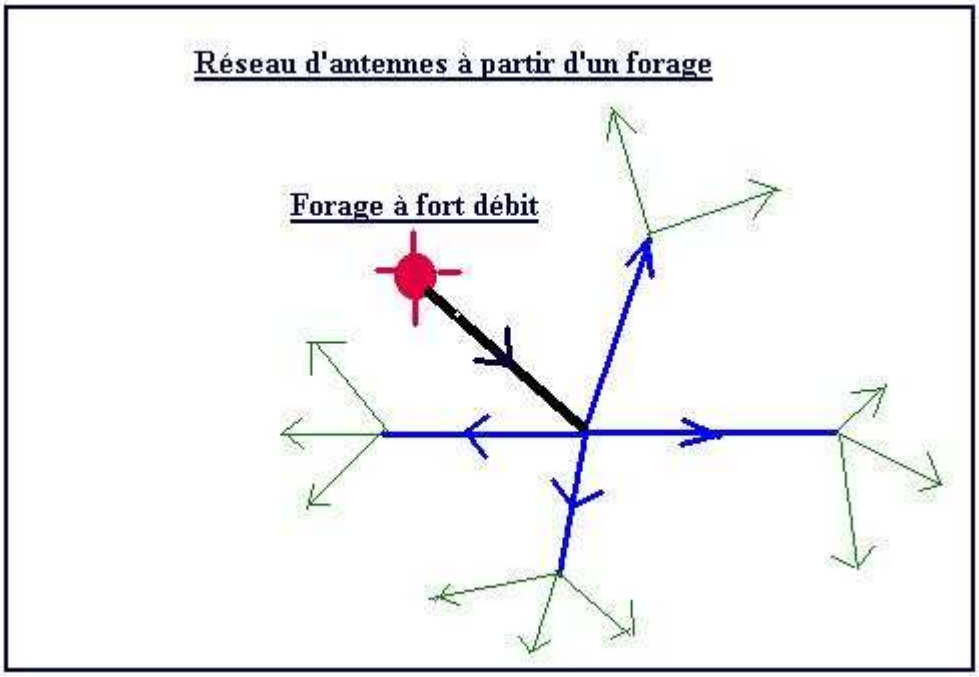
Un bassin d’accumulation destinè à l’irrigation


Evolution piézométrique : N°IRE 1331/44 (région de Marrakech)
Droite de tendance : baisse moyenne de 80 cm/an
Début d'une surexploitation de la nappe
Profondeurs
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85
Années

Remarque :

La satisfaction d'un besoin en eau nécessite souvent la réalisation d'un forage. Dans certains cas, le débit dont on a besoin est très faible, le forage à réaliser est profond (donc couteux) et le débit donné par le forage est important. Un exemple concret est l'alimentation en eau potable du monde rural dans la province de Chichaoua.

Dans de telles conditions, il faut avoir une vision globale optimisant les ressources en eau ainsi que l'infrastructure de mobilisation. Aussi, il est envisageable de concevoir un réseau qui serait alimenté par un seul point d'eau et création de points de prises ou antennes. Une telle démarche permet aussi de maximiser le taux de desserte en eau.



II) Gestion et planification des eaux de surface :

Les eaux de surface s'écoulant en rivière doivent être aménagées sous forme de retenues de barrages, bassins de rétention, dérivations par séguias -(traditionnelles ou modernes)- ou diguettes pour recharge artificielle de nappes d'eaux souterraines.

La gestion d'une retenue de barrage est conditionnée par :

- Le niveau de remplissage au moment de la prise de décision pour effectuer un lâcher.
- Les besoins en eau à satisfaire pour les différents usagers (eau potable, irrigation, industrie (y compris le turbinage)).
- La probabilité des apports futurs au cours de l'année hydrologique.

Une gestion optimale consiste à satisfaire au mieux les différents usages et est basée sur :

- la définition d'une stratégie de gestion du réservoir.
- La définition des règles de gestion en temps réel.

La stratégie de gestion consiste à choisir au début de la campagne agricole le programme de fourniture à adopter. Ce choix s'effectue en principe au début du mois de septembre sur la base du stock au réservoir et la probabilité d'apport futur. Une actualisation de ce programme s'effectue au mois d'Avril pour le reste de la campagne.

La règle de gestion est l'opération qui permet de déterminer à chaque pas de temps le volume d'eau à lâcher à partir du barrage pour satisfaire au mieux les différents besoins exprimés.

Sur le plan qualitatif, il faut également surveiller et contrôler la qualité chimique et bactériologique de l'eau au niveau d'un réseau de contrôle intégrant les retenues de barrages, rivières, lacs, sources…

Remarques :

- la gestion peut être centralisée ou décentralisée. Elle est décentralisée lorsqu'elle est concertée avec les usagers de l'eau.
- Lorsque l'état du stock ne le permet pas, on peut avoir des restrictions au niveau des fournitures d'eau. Il est à signaler que l'alimentation en eau potable est une priorité sociale quelque soit l'hydraulicité de l'année.
- Les programmes prévisionnels en matière de fournitures d'eau sont dynamiques et peuvent être toujours révisés (à la hausse ou à la baisse) et ce en fonction de l'évolution de l'état hydrologique.

Concernant la mobilisation de l'eau pour des fins socio-économiques, il faut veiller sur les points suivants :

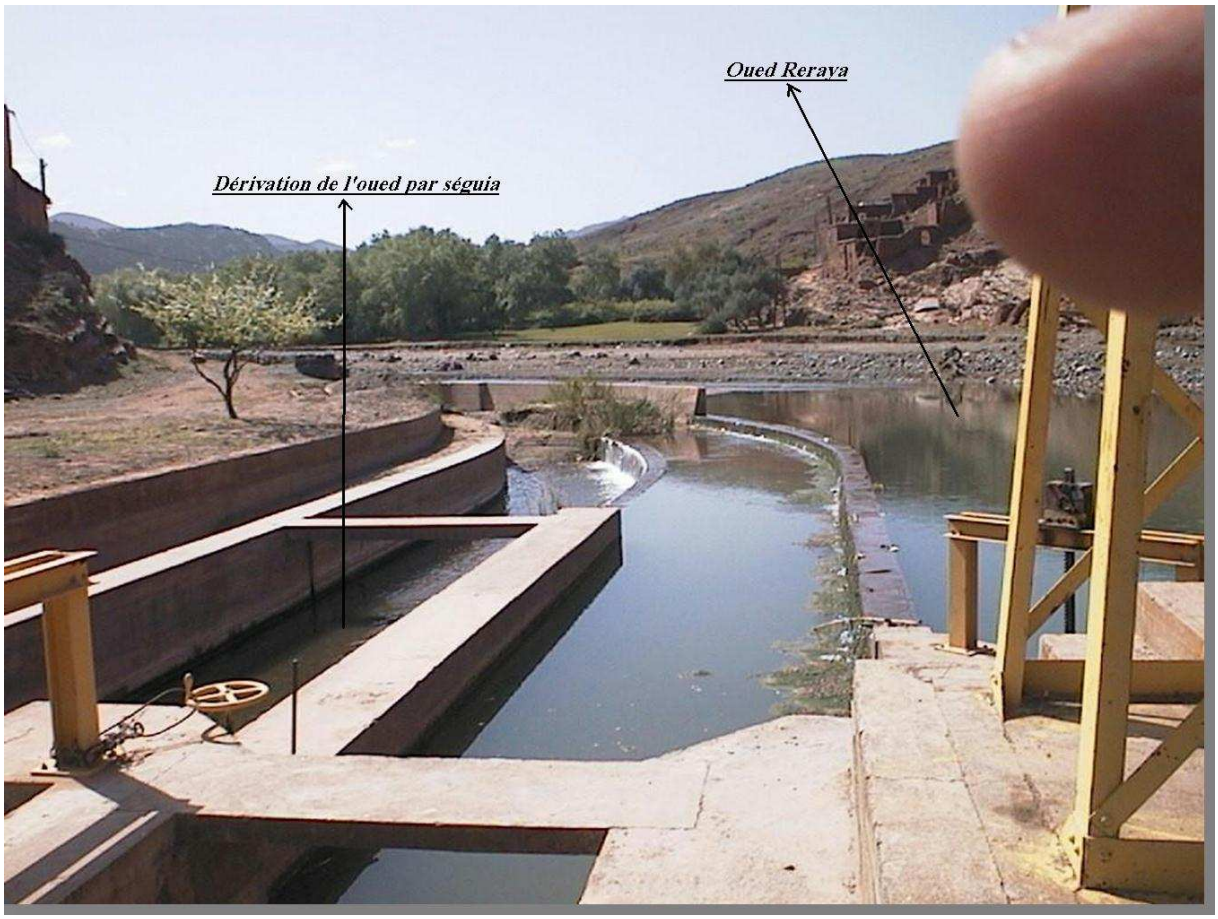
- lutter contre les fuites que ce soit dans les réseaux d'eau potable ou d'irrigation.
- Utiliser des techniques économisatrices d'eau pour l'irrigation telles que le goutte à goutte, aspersion.
- Adopter une tarification dissuasive pour éviter le gaspillage d'eau.

Pour l'affectation des ressources en eau et leurs partages entre les différents usagers, les départements de tutelle élaborent des plans directeurs (PDAIRE : plans directeurs d'aménagement intégré des ressources en eau) qu'on doit actualiser tous les 5 ou 10 ans en fonction des situations.

La bonne gestion de l'eau intègre également la mobilisation des ressources en eau non conventionnelles :

- Réutilisation des eaux usées traitées dans l'irrigation en supposant un réseau d'irrigation en bon état.
- Captage des eaux pluviales et exploitation des eaux de crues dans la recharge artificielle de nappes souterraines.
- Exploitation des eaux souterraines saumâtres dans des usages appropriés (irrigation de quelques types de cultures, lessive (réseau de la ville de Layoune à partir de la nappe de Foum Louad).

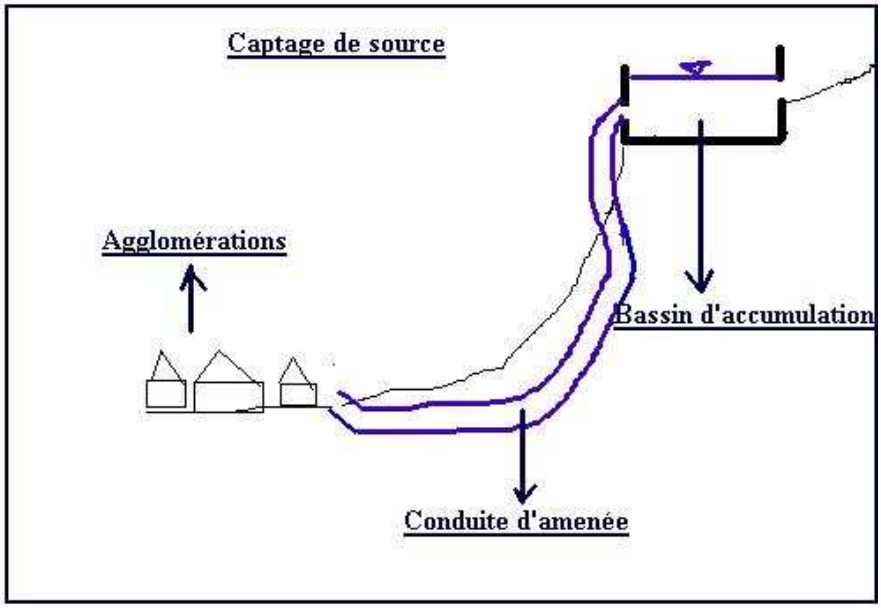
Actuellement et dans beaucoup de pays du monde, la gestion de l'eau devient de plus en plus orientée vers la gestion de la demande alors que dans le passé, la gestion de l'offre prédominait.



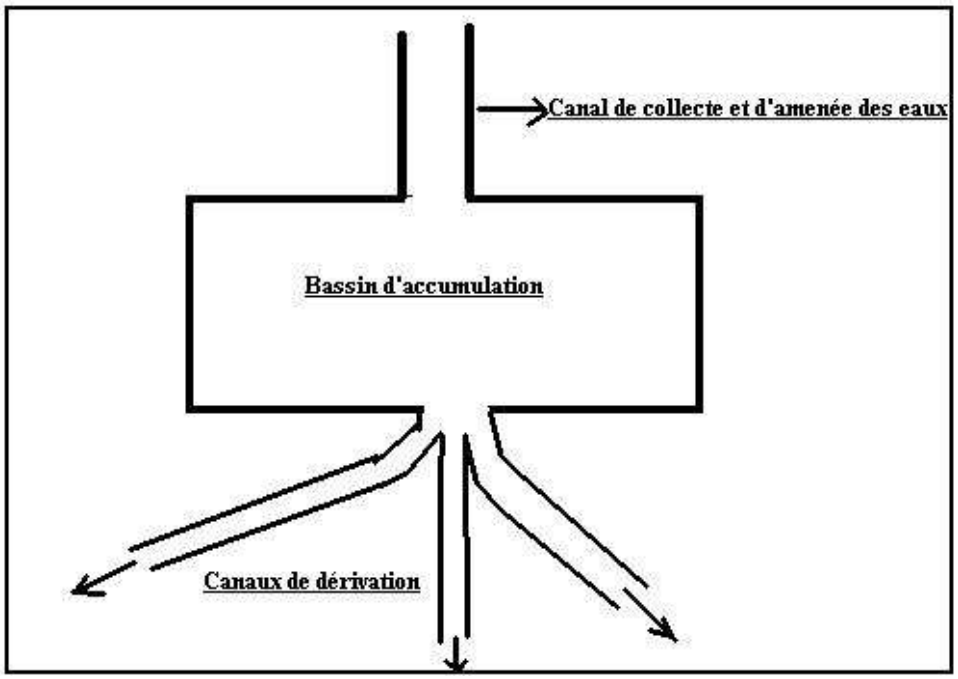
Exemple d’une gestion des eaux de surface : dérivation des eaux de crues par séguias modernes pour l’irrigation et partage des eaux entre exploitants (Haouz de Marrakech)

Aménagement de sources :

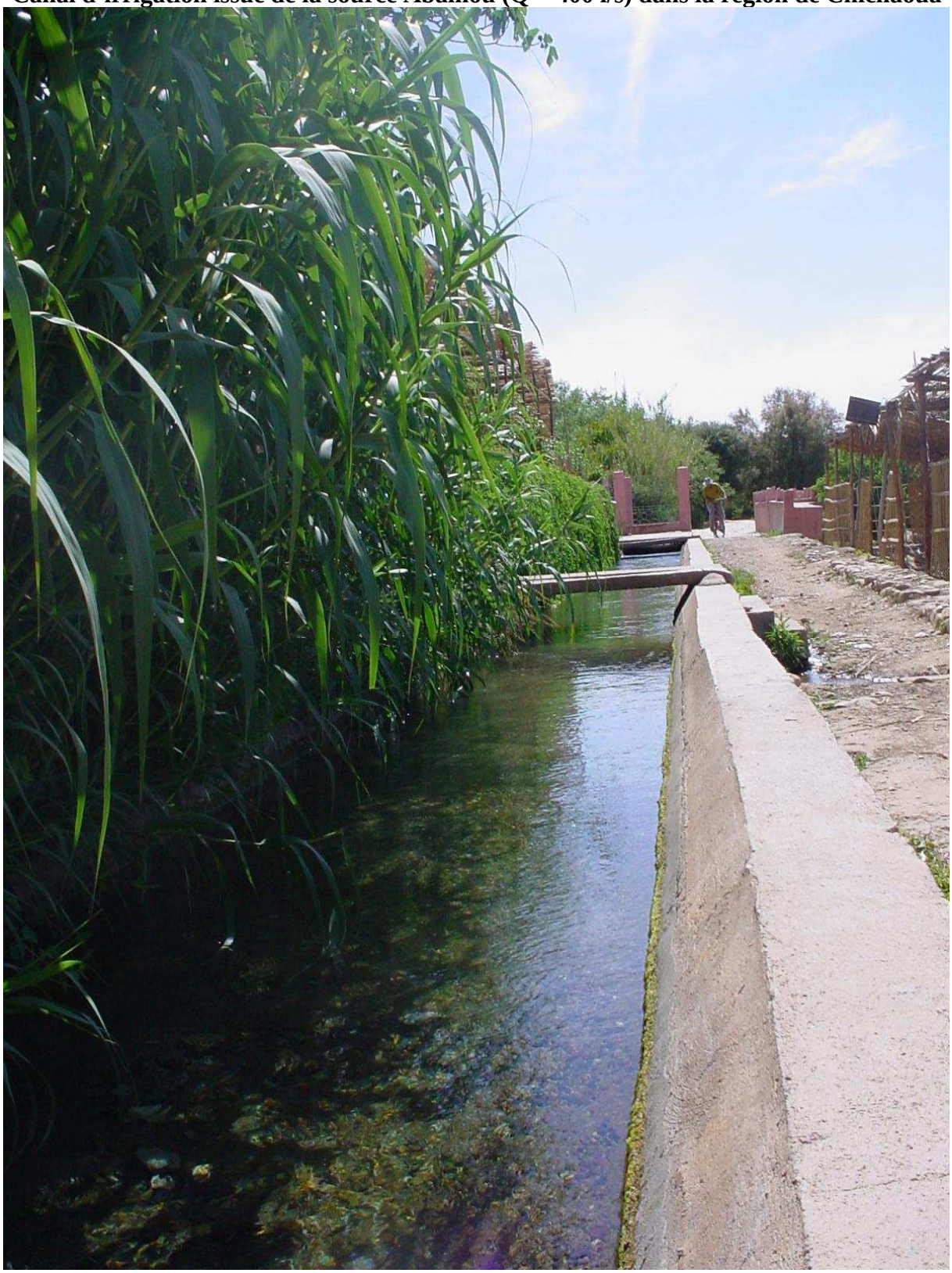
Les filets liquides issus d’une source peuvent être collectés au sein d’un bassin d’accumulation puis distribuées aux populations aux moments de besoins. Ceci est intéressant notamment lorsque le débit « naturel » de la source est faible (0,1 à 0,5 l/s) et que la demande en pointe est supérieure à ce débit. Ce bassin joue le rôle en fait d’un château d’eau et il a l’avantage de minimiser la fuite et la dispersion des eaux de la source ainsi que la mise en charge de l’eau. La capacité de stockage est en fonction des besoins exprimés. Ce genre d’aménagement est fréquemment adopté pour l’alimentation en eau potable du monde rural pour les localités en zone de montagne.



L'aménagement de source se pratique en fait quelque soit le débit de la source. On rencontre souvent des sources à fort débit qui sont aménagés par canaux servant au partage et gestion de l'eau entre bénéficiaires.



Canal d’irrigation issue de la source Abainou (Q = 400 l/s) dans la région de Chichaoua



Bilan hydraulique du barrage El Massira (1994/1995)
(Volumes en Mm^3)

Paramètres de gestion	Sep	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	1994/95	1993/94
Apport réel	17,5	55	44,2	25,8	25,3	24,1	34,2	106,5	21,7	16,2	21,4	14,1	406	829,4
Coeff d'hydraulicité	17,4	39,5	24,3	10,8	8,8	7,6	0,2	27,6	7,7	10,7	21,2	16,1	15,3	30,9
Evaporation + fuites	8,2	6,7	3	2,2	2,4	2,6	4,3	6,4	8,2	8	9,5	8,3	69,8	76,9
Stock ou destock	-60,6	-12,1	-12,6	-53	2,3	-22,8	-23,1	52,6	-27,5	-24,4	-18,1	-26,3	-225,6	215,6
turbinage	69,9	35,2	50,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	155,9	466
Evacué ou déversé	0	25,2	3	76,6	20,6	44,3	53	47,5	41	32,6	30	32,1	405,9	70,9
Total aval	69,9	60,4	53,8	76,6	20,6	44,3	53	47,5	41	32,6	30	32,1	561,8	536,9
Irrigation + EPI	69,9	66,7	53,5	66,6	23,1	50,2	48,6	47,9	41,4	33,4	31,5	27	559,3	521,4
Côte au 1er en m	259,76	258,45	258,18	257,89	256,6	256,66	256,08	255,45	256,8	256,1	255,47	254,97	254,18	
Volume total	529,3	468,7	456,6	444	391	393,3	370,5	347,4	400	372,5	348,1	330	303,7	
Coefficient de remplissage (%)	19,2	17	16,5	16,1	14,2	14,3	13,4	12,6	14,5	13,5	12,6	12	11	

Dotations annuelles en eau des périmètres irrigués dans le bassin de l'Oum Errbia (grande hydraulique)

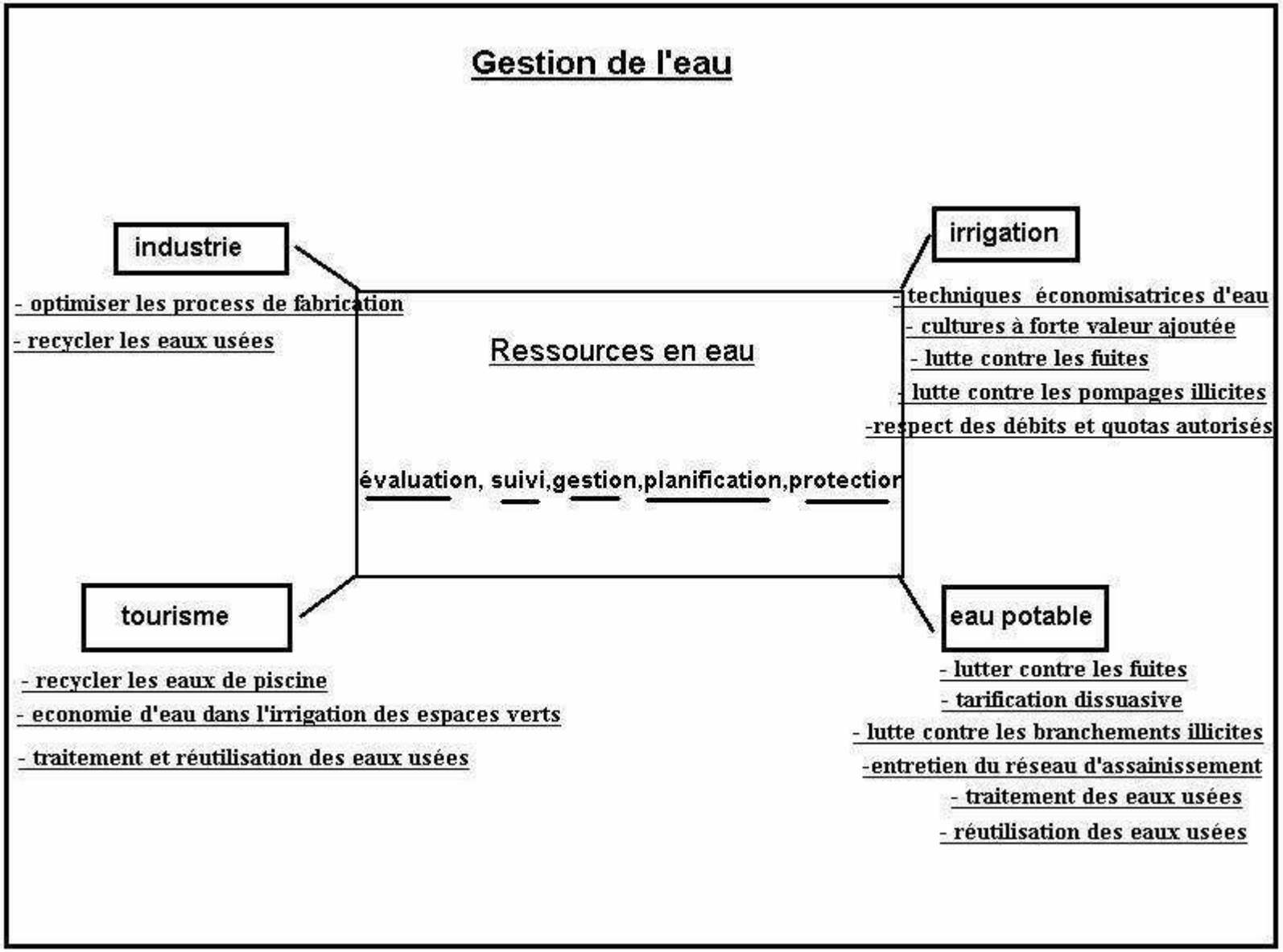
Périmètre	Besoins
Béni Moussa	710 Mm^3 à partir de Bine El Ouidane pour irriguer 60000 ha. Un autre périmètre de 9500 ha est irrigué par les eaux souterraines.
Béni Amir	470 Mm^3 provenant du barrage Kasba Tadla via le canal des Béni Amir.
Tessaout aval	235 Mm^3 à partir de Bin El Ouidane + 10 Mm^3 à partir du barrage Moulay Youssef.
Tessaout amont	250 Mm^3 à partir du barrage Moulay Youssef.
Bas service des Doukkalas	550 mMm^3 à partir du barrage El Massira. Sur ce périmètre, il existe des usages non agricoles (ONEP, OCP….les besoins sont de l'ordre de 50 Mm^3.

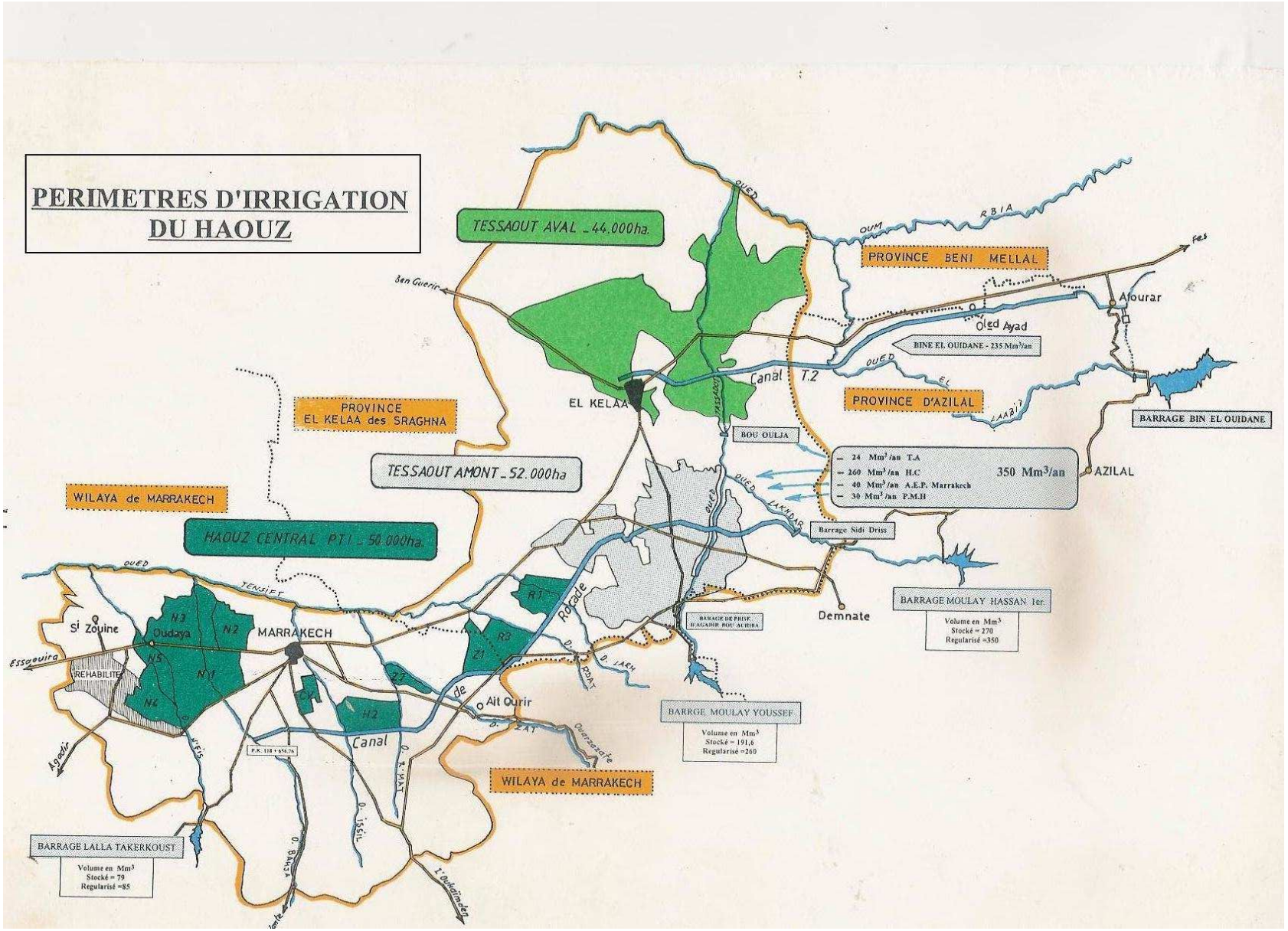
Remarque :

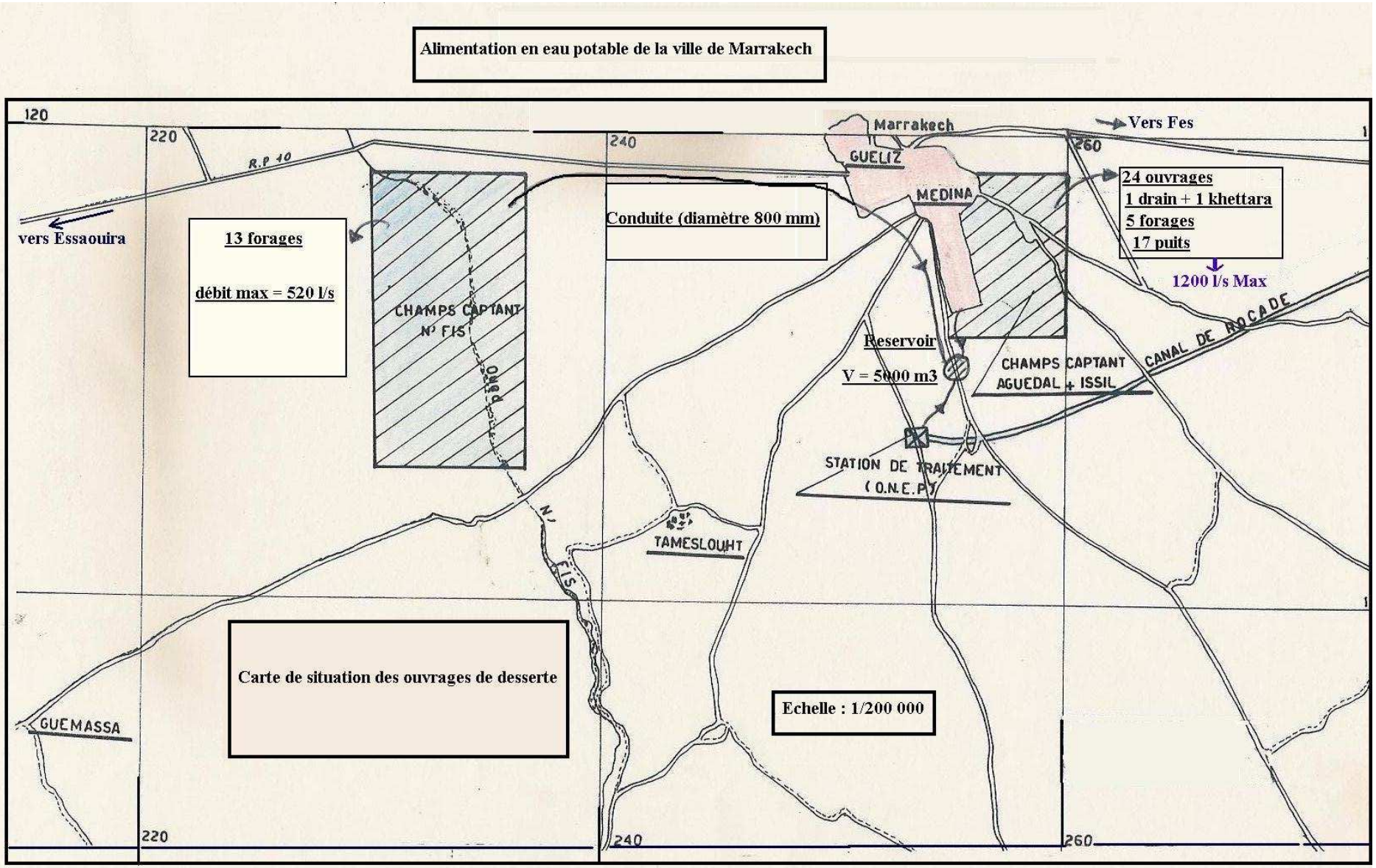
Les dotations avancées ont été calculées selon trois critères :

- la nature des assolements.
- La méthode d'irrigation.
- La superficie irriguée.

En fait, ces chiffres peuvent être réduits en fonction des paramètres précédemment cités. Une bonne gestion est celle qui optimise les volumes d'eaux mobilisées dans l'objectif d'une meilleure plus value socio-économique.


Gestion de l'eau
industrie
- optimiser les process de fabrication
- recycler les eaux usées
irrigation
- techniques économisatrices d'eau
- cultures à forte valeur ajoutée
- lutte contre les fuites
- lutte contre les pompages illicites
-respect des débits et quotas autorisés
Ressources en eau
évaluation, suivi,gestion,planification,protection
tourisme
- recycler les eaux de piscine
- economie d'eau dans l'irrigation des espaces verts
- traitement et réutilisation des eaux usées
eau potable
- lutter contre les fuites
- tarification dissuasive
- lutte contre les branchements illicites
-entretien du réseau d'assainissement
- traitement des eaux usées
- réutilisation des eaux usées


PERIMETRES D'IRRIGATION DU HAOUZ
TESSAOUT AVAL _ 44.000ha.
TESSAOUT AMONT _ 52.000ha
HAOUZ CENTRAL PTI _ 50.000ha.
PROVINCE EL KELAA des SRAGHNA
WILAYA de MARRAKECH
PROVINCE BENI MELLAL
PROVINCE D'AZILAL
EL KELAA
MARRAKECH
Si Zouine
Oudaya
REHABILITE
Essaouira
Agadir
Ben Guerir
Ait Ourir
Demnate
AZILAL
Afourar
Oled Ayad
Fes
OUM RBIA
OUED TENSIFT
OUED LAKHDAR
OUED EL LAABID
Canal T.2
Canal de Rocade
BOU OULJA
BINE EL OUIDANE - 235 Mm³/an
BARRAGE BIN EL OUIDANE
24 Mm³/an T.A
260 Mm³/an H.C
40 Mm³/an A.E.P. Marrakech
30 Mm³/an P.M.H
350 Mm³/an
Barrage Sidi Driss
BARRAGE MOULAY HASSAN Ier.
Volume en Mm³
Stocké = 270
Régularisé =350
BARRAGE DE PRISE D'AGADIR BOU ACHIBA
BARRGE MOULAY YOUSSEF
Volume en Mm³
Stocké = 191,6
Regularisé =260
WILAYA de MARRAKECH
BARRAGE LALLA TAKERKOUST
Volume en Mm³
Stocké = 79
Regularisé =85
P.K. 118 + 654.76
N1
N2
N3
N4
N5
R1
R2
R3
Z1
Z2
Z3
H2
D. RDAT
D. IARH
D. ZAT
D. TAKAT
D. ISSIL
D. BAHT
Ouerzazate
l'Oued m des


Alimentation en eau potable de la ville de Marrakech
120
220
240
260
R.P 10
vers Essaouira
Marrakech
GUELIZ
MEDINA
Vers Fes
24 ouvrages
1 drain + 1 khettara
5 forages
17 puits
1200 l/s Max
13 forages
débit max = 520 l/s
CHAMPS CAPTANT
N° FIS
Conduite (diamètre 800 mm)
Reservoir
V = 5000 m3
CHAMPS CAPTANT
AGUEDAL + ISSIL
CANAL DE ROCADE
STATION DE TRAITEMENT
(O.N.E.P)
TAMESLOUHT
N° FIS
GUEMASSA
Carte de situation des ouvrages de desserte
Echelle : 1/200 000

Volumes d'eau réellement consommés dans l'irrigation par systèmes Pivot

(Projet pilote de la bahira centrale : province d'El Kelaa des Sraghnas)

Pivots	Superficie (Ha)	90/91	91/92	92/93	93/94
P0	32	110	160	160	60
P1 P2	100	350	500	500	400
P3 P4 P5	150	525	750	750	400
P6	50	200	250	250	150
P7 P8	50	250	300	300	200
P9 P10	50	250	250	250	200
P11 P18	75	300	350	250	100
P12	75	300	350	350	300
P14 P15	75	270	350	350	200
P16 P17	100	175	450	450	200
P19	50	175	250	250	200
P13 P20 P22	128	610	775	700	500
P21	62	250	300	300	250
P23	30	100	150	150	100
P24 P25 P26 P27 P28	325	1150	1700	2000	1300
P29 P30	56			300	230
Total	1408	5015	6885	7310	4790
		3710	4890	5190	3400
		0,121 l/s/ha	0,161 l/s/ha	0,161 l/s/ha	0,111 l/s/ha

Remarque :

Dans les calculs de dimensionnement, on tient compte d'un besoin théorique de 0,5 l/s/ha pour le blé. En fait, c'est un besoin de pointe dans des conditions hydriques défavorables. Comme le montre le tableau ci-dessus, les débits consommés en fictif continus durant les quatre années hydrologiques étudiées sont de l'ordre de 0,15 l/s/ha.

Evaluation des besoins en eau d'une localité (source : ONEP)

Localité : douar Tamazouzt, commune rurale de Guemassa, Province de Chichaoua

	STATISTIQUES		PREVISIONS			
ANNEES	**.**	**2008**	**2010**	**2015**	**2020**	**2025**
POPULATION TOTALE (hab)		**1000**	**1022**	**1080**	**1140**	**1204**
- Taux d'accroissement (%)			1.10	1.10	1.10	1.10
- Taux de branchement (%)			100	100	100	100
- Population branchée (hab)			1022	1080	1140	1204
- Population non branchée (hab)			0	0	0	0
DOTATION (l/hab/j)						
- Population branchée			50	50	50	50
- Population non branchée			20	20	20	20
- Administrative			5	5	5	5
- Industrielle			0	0	0	0
GLOBALE NETTE			18	18	18	18
GLOBALE BRUTE			21	21	21	21
CONSOMMATION (m^3/j)						
- Population branchée			51	54	57	60
- Population non branchée			0	0	0	0
- Administrative			5	5	6	6
- Industrielle			0	0	0	0
TOTAL			**56**	**59**	**63**	**66**
RENDEMENT (%)						
- Réseau			85	85	85	85
- Adduction			95	95	95	95
GLOBAL			**81**	**81**	**81**	**81**
COEFFICENT DE POINTE						
- Coefficient de pointe journalière			1.5	1.5	1.5	1.5
- Coefficient de pointe horaire			2.0	2.0	2.0	2.0

BESOINS A LA DISTRIBUTION (l/s)				
- Moyens	0.77	0.81	0.85	0.90
- Pointe jounalière	1.15	1.21	1.28	1.35
- Pointe horaire	2.30	2.43	2.56	2.71
BESOINS A LA PRODUCTION (l/s)				
- Moyens	0.81	0.85	0.90	0.95
- Pointe	1.21	1.28	1.35	1.42

Conduite ONEP longeant la route nationale Marrakech-Essaouira collectant l'eau de 13 forages dans le champs captant de Nfis pour l'AEP DE Marrakech

Ex 1:

Une ville est alimentée à partir d'une nappe d'eau souterraine et d'un barrage. Le débit équipé à partir de la nappe pour l'AEP de cette ville est de 175 l/s. le besoin moyen à la production de cette ville est de 65 000 m^3 /jour.
Au cours d'une année très sèche, la réserve d'eau disponible au barrage alimentant cette ville n'est que de 4 738 000 m^3. L'apport d'eau enregistré pendant les mois d'été est généralement nul et les pertes par évaporation sont négligeables.

Compte tenu de la réserve d'eau disponible au barrage, quelle est la durée d'autonomie de l'alimentation en eau de cette ville.

Réponse :

Le débit à partir de la nappe est de 175 l/s soit 15120 m^3 /jour. Les besoins étant de 65 000 m^3 /jour, il faut combler un déficit de 49880 m^3/jour. La réserve du barrage permettra une autonomie de 4 738 000 / 49880, soit **T = 95 jours**.

Problème 1

Le barrage Mrissa est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Laârache et des centres ruraux limitrophes d'une part et l'irrigation d'un périmètre de 30.000 ha.

L'alimentation en eau de la ville de Larache et des Centres ruraux limitrophes est effectuée à partir de la station de traitement située au pied du barrage et de deux adductions : une dessert la ville de

Larache et une autre dessert l'ensemble des centres ruraux. Les données fournies par les services de l'ONEP concernant la consommation en eau potable sont les suivants :

- Population urbaine : 750.000 habitants
- Population rurale : 25000 habitants
- Dotation population branchée : 150 l/j/habitant
- Dotation de la population non branchée : 75 l/j/habitant
- Dotation de la population rurale : 30 l/j/habitant
- Taux de branchement de la population urbaine : 60 %
- Rendement du réseau et de l'adduction de la ville de Larache : 80 %
- Rendement du réseau et de l'adduction de l'ensemble des centres ruraux : 60 %
- Rendement de la station de traitement : 75 %

1/- Calculer les besoins en eau potable de la ville de Larache et des centres ruraux au pied du barrage.

L'irrigation du périmètre de 30.000 ha à partir du barrage Mrissa s'effectue à partir d'une batterie de station de pompage le long de l'oued Loukkos à l'aval de ce barrage. Les données fournies par les services de l'Agriculture concernant le périmètre irrigué sont les suivantes :

Cultures	**Surface cultivée (ha)**	**Dotation annuelle m^3/ha/an**
Agrumes	**6500**	**13200**
Arboricultures	**4000**	**4200**
Vignes	**1500**	**4600**
Betterave	**1500**	**7800**
Canne à sucre	**3500**	**3000**
Fourrages	**500**	**10200**
Maraîchages	**5000**	**6100**
Céréales	**7500**	**6500**
T O T A L	**30.000**	**-**

2) Calculer les besoins en eau d'irrigation au pied du barrage Mrissa sachant que l'efficience globale du réseau est égale à 60 %.

R é p o n s e s :

1/- Population urbaine = 750.000 habitants, 60 % sont branchés soit 450.000 habitants (dotation de 150 l/j/hab**)**

Q1= 782 l/s

40 % non branchés soit 300.000 habitants (dotation de 75 l/j/hab)

Q_2 = 260 l/s

Q (Total de la ville) = 1042 l/s

Population rurale (25.000 habitants) ; dotation de 30 l/j/hab

Q3 = 9 l/s

Donc le débit total en matière d'eau potable est **Q = 1051 l/s**

En fait les réseaux ont des rendements, et on doit donc calculer les débits à l'amont.

- Q (Larache city)= 1042 l/s – rendement = 80 %

Donc = $\frac{1042}{Q\ amont}$ = 0,8 soit **O amont = 1303 l/s**

- Q (rural) = 9 l/s – rendement = 60 %

Donc $\frac{9}{Q\ amont}$ = 0,6 soit **Q amont = 15 l/s**

Le débit à la sortie de la station de traitement doit donc être de

$\frac{1318}{Q\ amont}$ = 0,75 **Q amont = 1757 l/s**

C'est ce dernier débit qui doit entrer à la station de traitement pour couvrir les besoins moyens en eau potable.

2/- Les besoins en eau par assolement sont :

Cultures	Besoins (m3/s)
Agrumes	**2.72**
Arboricultures	**0.53**
Vignes	**0.22**
Betterave	**0.37**
Canne à sucre	**0.33**
Fourrages	**0.16**
Maraîchages	**0.97**
Céréales	**1.54**
T O T A L	6.84

Q (besoins) = 6.84 m3/s ; rendement = 60 % donc

$\frac{6.84}{Q\ amont}$ **= 0.6** Q amont = 11.4 m3/s

Problème 2 :

Il est prévu de construire un complexe hôtelier dans la région de Marrakech. Déterminer les besoins en eau touristiques en millions de m^3 /an et ce pour les horizons 2010, 2015, 2020, et 2030 à partir des données suivantes :

- capacité en nombre de lits : 5000
- dotation brute en litre/jour/lit : 300
- taux d'occupation en 2010 : 80%
- taux d'occupation en 2015 : 85%
- taux d'occupation en 2020 : 90%
- taux d'occupation en 2030 : 100%

Réponse :

Les besoins en totalité du complexe touristique sont : 5000 x 300 litre/jour, soit en fictif continu Q = 1500 m^3 /jour, soit Q = 0,55 Mm^3 /an. Les besoins étalés sur le temps seront donc comme suit :

Années	**Besoins en Mm^3 /an**
2010	**0,44**
2015	**0,47**
2020	**0,49**
2030	**0,55**

Exercice 2:

Les apports d'eau et les fournitures du barrage pour le 1er trimestre de la 1^{ére} année sont consignés dans le tableau suivant :

	Septembre	Octobre	Novembre
Apports	15,1	16,8	17,6
Irrigation	10	8	6
AEP	2	2	2
Turbinage	5	5	5
Evaporation	1,8	1,5	1

Calculer la réserve du barrage au début de chaque mois sachant que la réserve au début du mois de Septembre est de 380 Mm^3.

Réponses :

Pour le mois de Septembre : 380 + 15,1 – (10+2+5+1,8) = 376,3 Mm^3, c'est la réserve au début du mois d'octobre.

Pour le mois d'octobre : 376,3 + 16,8 – (8+2+5+1,5) = 376,6 Mm^3, c'est la réserve au début du mois de novembre.

Pour le mois de novembre : 376,6 + 17,6 – (6+2+5+1) = 380,2 Mm^3, c'est la réserve au début du mois de décembre.

Exercice 3 :

Le volume de la tranche morte au niveau d'un barrage est de 500 000 m^3, l'envasement annuel est de 20 000 m^3, quelle est la durée de vie du barrage.

Réponse :

La tranche morte sera totalement comblée au bout de 500 000 / 20 000 = 25 ans.

Exercice 4 :

La ville de Marrakech est alimentée en eau potable principalement à partir :

- Du barrage sidi Driss via le canal de rocade qui débouche sur la station de traitement sur la route de l’Ourika.
- Des eaux souterraines provenant de la nappe du Haouz

En 1982, le débit total équipé correspondant aux eaux souterraines était de l’ordre de 1300 l/s. actuellement, et en plein régime, ce débit n’est que de l’ordre de 500 l/s. commentez cette situation ou l’ONEP (office national de l’eau potable) doit gérer la situation et envisager des solutions futures.

Réponse :

Le débit équipé des eaux souterraines à chuté de (1330 – 500 /1330) soit une baisse de 60%. Ceci est du aux effets de la sécheresse conjugués à la surexploitation de la nappe. Dans ces conditions, l’ONEP doit examiner la possibilité d’extension de la station de traitement pour combler le déficit en eaux souterraines.

Les modèles de simulation et de prévision

I) Introduction :

Les modèles de simulation et de prévision constituent un moyen extrêmement important en matière de gestion de l'eau. En effet, ils permettent de prévoir l'évolution de l'état des ressources en eau aussi bien sur le plan quantitatif que qualitatif. Ceci est également valable pour les réseaux de distribution d'eau. Il est impératif de mentionner que la qualité et la précision d'une étude par modélisation dépend de deux facteurs essentiels :

- la fiabilité des données collectées et injectées dans le modèle.
- L'importance de la masse des données disponibles.

II) la modélisation hydrogéologique :

La modélisation d'une nappe est la mise en équation de ses mécanismes d'écoulement afin de visualiser son comportement vis-à-vis d'un certain nombre de scénarios. Pour y arriver et tout en ayant des données faibles, il faut collecter le maximum d'informations et de paramètres au niveau de l'aquifère.

Une simulation hydrogéologique a principalement trois objectifs :

- vérifier la cohérence entre les données.
- déterminer des données manquantes (phase de calage)
- prévoir le comportement futur de la nappe suite à des aménagements projetés ou de scénarios divers.

Les acquis au niveau d'une simulation sont :

- une carte des transmissivités sur toute l'étendue de la nappe.
- le bilan hydrodynamique de l'aquifère.

La modélisation hydrogéologique est souvent utilisée en tant que moyen de prévision et ce dans beaucoup de domaines :

- Optimisation des débits d'exploitations de nouveaux ouvrages de captages pour différents usages de l'eau : champs captants d'eau potable, périmètres irrigués, projets industriels.
- Délimitation de périmètres de protection autour de captages.
- Evolution des ressources en eau face à des scénarios d'exploitation ou de sécheresse.
- Etude de propagation et de migration d'un agent polluant dans la nappe : exemple des nitrates au niveau d'un périmètre irrigué. On a souvent des modèles hydrodynamiques couplés avec des modèles de propagation d'un polluant.
- Etude de l'impact concernant la réalisation de certains ouvrages sur la nappe tels que : barrages, canaux de drainage, tunnels…

II.1) Les équations de l'écoulement :

En milieu homogène et isotrope avec un écoulement permanent, on a l'équation de Laplace :

$$\frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0$$

Avec H = charge hydraulique.

En milieu hétérogène avec écoulement permanent à deux dimensions et avec débit d'échange, l'équation de la place devient :

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(Tx(x, y)\frac{\partial H}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(Ty(x, y)\frac{\partial H}{\partial y}\right) + Q(x, y) = 0$$

dxdy e

Avec Q (x, y) = débit d'échange vertical
e = puissance de l'aquifère.
T = k .e (transmissivité).

L'équation est valable sur un domaine fermé et le problème est résolu si on a explicitement H= f(x, y). Pour cela il faut définir ce qu'on appelle les conditions aux limites :

- limite à potentiel imposé : limite sur laquelle le potentiel est constant.
- Limite étanche : limite à flux nul.

II.2) Résolution des équations :

Soit un domaine où les propriétés sont connues .Si les conditions aux limites du domaine sont connues, la répartition du potentiel hydraulique est connue et est unique. (Unicité de la solution).

* T et k connus en tout point
* Conditions aux limites connus
* Débits d'échanges verticaux connus. (Infiltration par exemple)

Autrement dit, les équipotentielles données par le modèle doivent se superposer avec la carte piézométrique réelle (phase de calage). On doit donc jouer sur les débits ou les transmissivités pour arriver au bon calage. Il faut également procéder à une bonne discrétisation du temps et de l'espace. La géométrie et la dimension des mailles choisies dépendent de la densité et de la répartition géographique des données disponibles.

Remarques : si les données hydrogéologiques injectées dans le modèle ne sont pas fiables où peu nombreuses, on a toujours une réponse mais non réelle.

II.3- Simulations en régime transitoire :

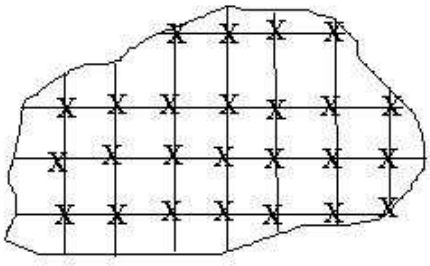
C'est l'analyse prospective de l'aquifère et de son comportement futur. En effet on peut simuler des pompages par endroits et le modèle répond par l'évolution de la surface piézométrique.

Pour pouvoir simuler des Scénarios en régime transitoire, on doit fournir au modèle les données suivantes :

- les coefficients d'emmagasinement.
- l'historique de la piézométrie.

Remarque :

En pratique, pour modéliser un aquifère, on précède a un maillage du domaine. L'équation de Laplace est remplacée par une relation approchée plus simple valable sur le domaine maille. La méthode est discontinue et consiste à calculer la charge hydraulique H au nœud des mailles.



II.4) La programmation informatique :

La modélisation de nappe se fait en pratique sur ordinateur grâce à des logiciels appropriés (exemple MODFLOW). Ceux-ci ne cessent de se développer. Le menu d'un logiciel quelconque doit contenir les programmes suivants :

- un programme d'entrée des données. (en permanent et transitoire)
- un programme de correction des données.
- un programme de calcul.
- Un programme d'édition des données et résultats.

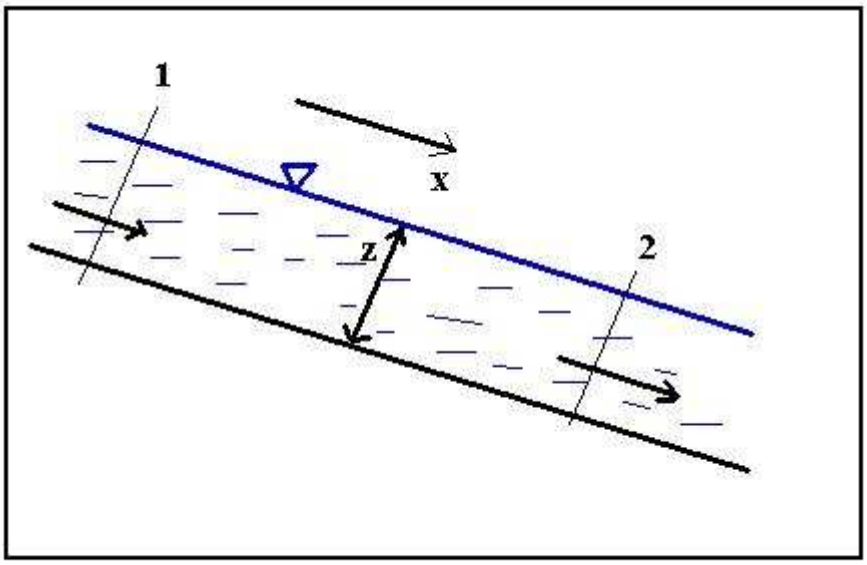
Il est évident que les capacités du matériel utilisé (hardware) doivent être suffisantes pour faire fonctionner le logiciel adopté.

III) La modélisation en hydrologie :

La modélisation des phénomènes hydrologiques (débits de crue, d'étiage, transformation débit-pluie) est un outil de plus en plus indispensable et notamment si on tient compte de la faible taille des séries hydrométriques ou tout simplement leur absence. Ces modèles, les résultats sont également et de plus en plus couplés à des images satellites de bassins versants pour le suivi, la description ainsi que la prévision de certains paramètres. L'objectif final d'une étude par modèle est la prévision de phénomènes ou paramètres hydrologiques (inondations par exemple) ainsi que le dimensionnement d'ouvrages hydrauliques (débits de projets pour ponts, barrages...)

Equations de Saint Venant :

Ce sont des équations aux dérivées partielles et décrivant la dynamique des écoulements superficiels aussi bien dans les rivières que les canaux découverts. Beaucoup de phénomènes physiques (mouvement des marées et des vagues, inondations et torrents dans les rivières,….) peuvent être mis en équations (modélisés). Ces équations sont au nombre de deux, une traduisant la continuité (principe de conservation) et l'autre relatant l'aspect dynamique.



$$\frac{\partial S(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x,t)}{\partial x} = q_1 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial Q(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\frac{Q^2(x,t)}{S(x,t)} + g\,S\,\frac{\partial z(x,t)}{\partial x} + g\,S\,J = kq_1V \qquad (2)$$

t = temps, x = abscisse de l'écoulement, S = section mouillée, Q (m^3 /s) = débit à travers la section S, q_1 (m^2/s) = débit latéral par unité de longueur, z = profondeur de l'eau, J = pente, V = vitesse d'écoulement, K = coefficient de Manning Strikler

III.1) **<u>Les données nécessaires à une étude de modélisation</u>** :

Deux outils sont indispensables :

- un modèle numérique de terrain **(MNT)** : données, levés topographiques, profils et ce après avoir délimité le ou les tronçons d'étude
- **un modèle hydrodynamique** pour la simulation des phénomènes étudiés en décrivant des paramètres hydrauliques tels que, niveau d'eau, débit, vitesse, côte amont, côte aval.

Le domaine étudié doit faire l'objet d'un maillage afin de faciliter l'entrée des données ainsi que la compréhension des résultats affichés par le modèle. (Phase de discrétisation spatiale des données).

Il existe actuellement plusieurs logiciels qui sont adaptés aux objectifs demandés et problèmes posés, les résultats doivent être exploités avec prudence compte tenu des différentes approximations retenues dans le modèle hydrodynamique.

III.2) les composantes d'un modèle de simulation :

Cinq éléments constitutifs sont à signaler :

7) la géométrie de l'espace physique étudié
8) les entrées du système
9) les lois mathématiques décrivant le phénomène à simuler
10) l'état initial et les conditions aux limites
11) les sorties du système

III .3) Le calage d'un modèle :

Cette étape consiste après avoir collecté le maximum de données et d'informations jugées fiables à ajuster les valeurs simulées pour reproduire des scénarios observés dans la réalité. C'est la phase de validation afin de passer aux prévisions futures.

IV) La modélisation des réseaux d'eau potable :

Au niveau d'un réseau desservant une ville, il est indispensable d'assurer au niveau de chaque point de puisage le débit de pointe horaire tout en ayant la pression requise. Pour cela, le réseau doit être bien conçu et avec des diamètres adéquats. La ville et les quartiers sont appelés à se développer et à s'agrandir, ceci va se répercuter sur la structure et la typologie du réseau, aussi il est impératif de modéliser le réseau avec la prise en compte de scénarios futurs.

Dans une première phase, il faut aussi procéder à un calage du modèle en effectuant un certain nombre de mesures et modifier la conception initiale afin de reproduire les mesures réalisées.

Pour la prévision, les scénarios à afficher sont :

- **les données structurantes du réseau** : changements de diamètres, extension de réseaux, pose de nouveaux ouvrages, création de lotissements.
- **Les données de fonctionnement du réseau** : nouveaux abonnés, pertes et fuites.

Le calcul d'un réseau maillé est similaire à celui d'un réseau électrique. Il existe deux sortes de relations appliquées respectivement aux nœuds et aux mailles du réseau. Ce sont les relations connues sous le nom de lois de Kirchoff. La méthode de Hardy-Cross qu'on trouve dans la littérature est basée sur ces deux lois.

Définitions :

- Un nœud est l'intersection d'au moins deux branches
- Une maille est un circuit fermé et qui est formé par l'adjonction d'au moins trois branches

A) la loi des nœuds :

Cette loi exprime la conservation des débits au niveau de chaque nœud (principe de continuité).

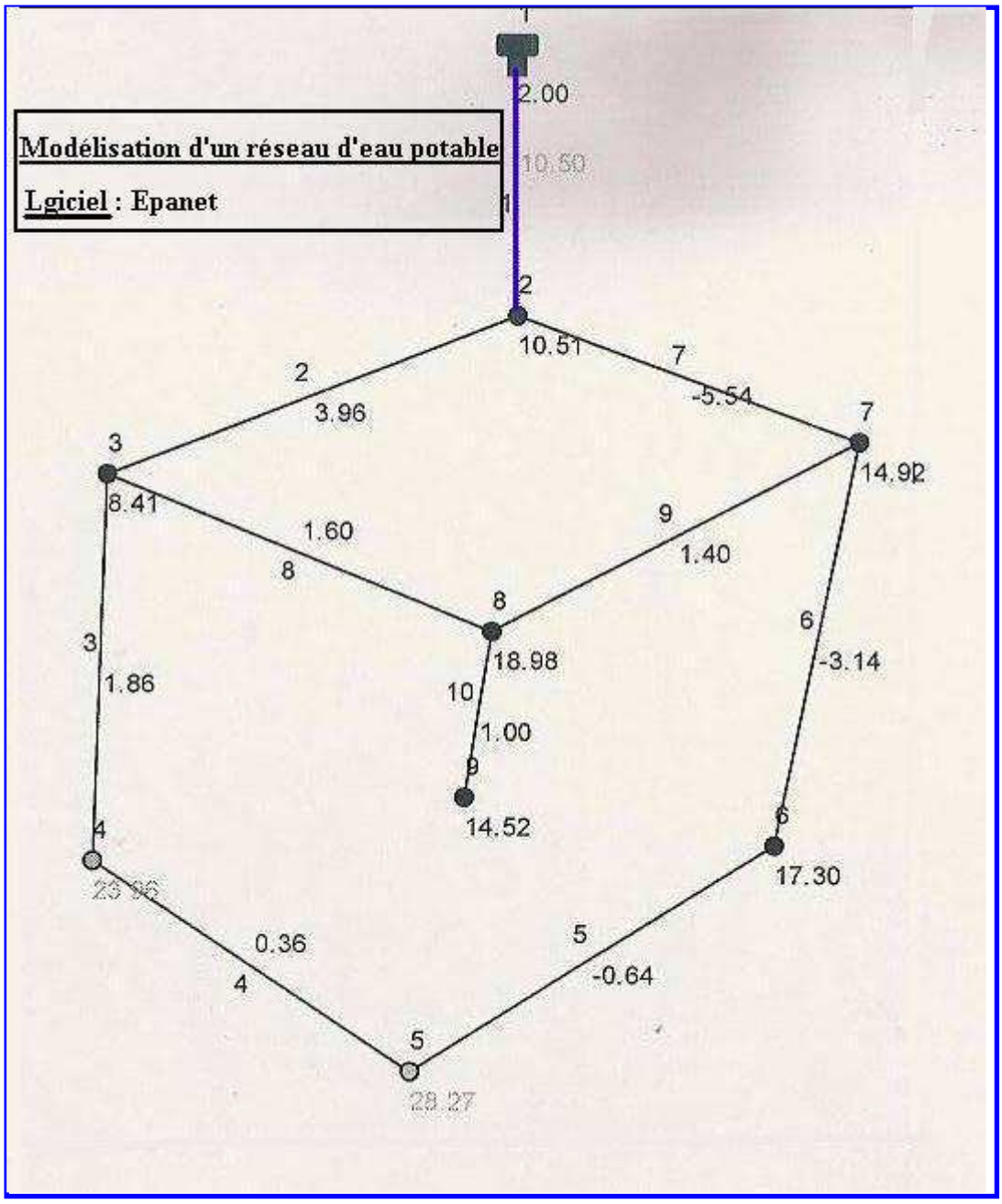
$$\Sigma Q \text{ (entrants)} = \Sigma Q \text{ (sortants)}$$

B) <u>la loi des mailles</u> :

En choisissant un sens positif arbitraire, la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

$$\Sigma(\Delta H)_{\text{algébrique}} = 0$$

Les lois de Kirchoff sont assez complexes pour être résolues manuellement, surtout si le réseau comporte plusieurs conduites. En pratique, on utilise des logiciels (Piccollo, Epanet…)



Les résultats de la dernière simulation se présentent comme suit

ᵒtat des Noeuds du Réseau

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 2	420	1	1.00	430.51	10.51
Noeud 3	421	0.5	0.50	429.41	8.41
Noeud 4	405	1.5	1.50	428.96	23.96
Noeud 5	400	1	1.00	428.27	28.27
Noeud 6	412	2.5	2.50	429.30	17.30
Noeud 7	415	1	1.00	429.92	14.92
Noeud 8	406	2	2.00	424.98	18.98
Noeud 9	406	1	1.00	420.52	14.52
Réservoir 1	430	Sans Valeur	-10.50	432.00	2.00

ötat des Arcs du Réseau

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km	ötat
Tuyau 1	800	160	0.1	10.50	0.52	1.86	Ouvert
Tuyau 2	350	100	0.1	3.96	0.50	3.13	Ouvert
Tuyau 3	100	70	0.1	1.86	0.48	4.54	Ouvert
Tuyau 4	100	35	0.1	0.36	0.37	6.88	Ouvert
Tuyau 5	100	40	0.1	-0.64	0.51	10.28	Ouvert
Tuyau 6	100	80	0.1	-3.14	0.62	6.20	Ouvert
Tuyau 7	100	100	0.1	-5.54	0.71	5.90	Ouvert
Tuyau 8	600	60	0.1	1.60	0.56	7.39	Ouvert
Tuyau 9	850	60	0.1	1.40	0.50	5.81	Ouvert
Tuyau 10	580	50	0.1	1.00	0.51	7.70	Ouvert

Les catastrophes naturelles

I) Introduction :

Deux phénomènes extrêmes deviennent de plus en plus fréquents à travers le monde, il s'agit des inondations et de la sécheresse. Ces deux phénomènes doivent être gérés selon une approche minimisant les effets négatifs sur le plan socio-économique et de bonne gestion de l'eau.

II) les inondations :

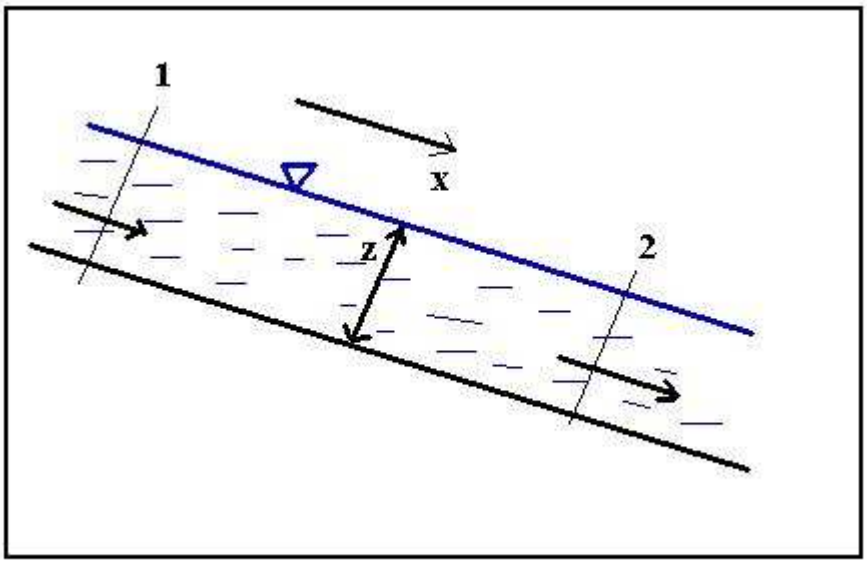
Les oueds peuvent connaître des crues exceptionnelles et des débordements sous l'effet de pluies diluviennes, un tel phénomène génère des effets dévastateurs au niveau de l'infrastructure existante (maisons, ponts, routes, périmètres agricoles …

L'origine de la catastrophe ne réside pas dans la valeur exceptionnelle de P (pluviométrie) mais plutôt dans la valeur de i (intensité de pluie). Exemple, la crue de l'ourika en Aout 1995 est due à une pluviométrie de 28mm concentrée sur une demi-heure !!

Inondations dans la ville de Mohammédia

Afin de mieux gérer le régime hydrologique d'une rivière et pour pouvoir protéger les infrastructures existantes, il est intéressant de simuler l'écoulement pour différentes périodes de retour ce qui permettra de connaître non seulement les débits mais aussi l'évolution du plan d'eau des hauteurs le long du lit de l'oued. On procède ainsi à une cartographie des zones inondables. De nombreux logiciels ont été développés dans ce sens, exemple Rubicon. Ils sont tous basés sur **les équations de Saint Venant :** Ce sont des équations décrivant la dynamique des écoulements superficiels dans les rivières. Les phénomènes d'inondations et torrents dans les rivières peuvent

être mis en équations (modélisés). Ces équations sont au nombre de deux, une traduisant la continuité (principe de conservation) et l'autre relatant l'aspect dynamique.

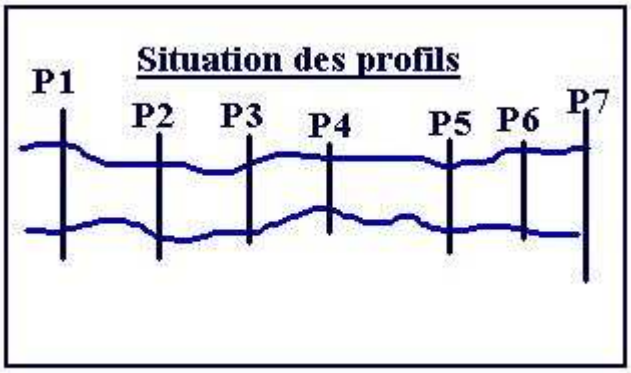


$$\frac{\partial S(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x,t)}{\partial x} = q_1 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial Q(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\frac{Q^2(x,t)}{S(x,t)} + g\,S\,\frac{\partial z(x,t)}{\partial x} + g\,S\,J = kq_1V \qquad (2)$$

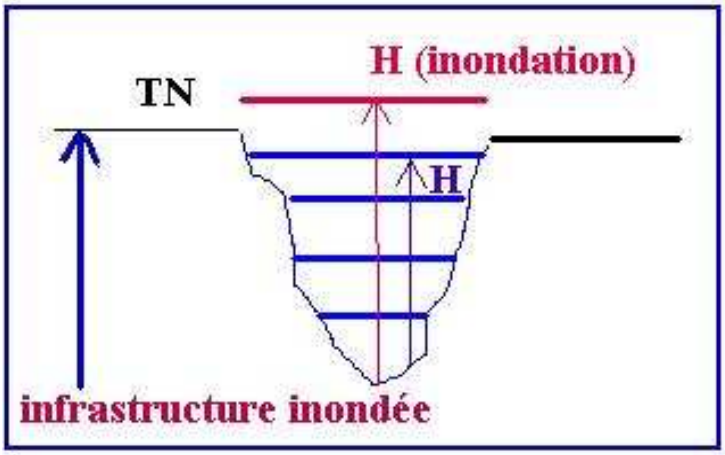
t = temps, x = abscisse de l'écoulement, S = section mouillée, Q (m^3 /s) = débit à travers la section S, q_1 (m^2/s) = débit latéral par unité de longueur, z = profondeur de l'eau, J = pente, V = vitesse d'écoulement, K = coefficient de Manning Strikler

Il existe dans une rivière et pour des raisons géomorphologiques des tronçons très vulnérables ou points névralgiques. Aussi, une cartographie détaillée de ces points est indispensable avec également un classement en matière de priorité. Ceci impose de concevoir des ouvrages de protections appropriés (endiguement des rives, barrages, mur de soutènement, bassins d'infiltration…). Il serait judicieux de procéder à des simulations avant de dimensionner les ouvrages de protection. Exemple d'un oued dans la région de Marrakech (simulation avec le logiciel Rubicon).



Profil	Côte route (NGM)	Niveau d'eau atteint lors de la crue (NGM)			
		F = 1/10	F= 1/20	F= 1/50	F = 1/100
P1	465,50	464,43	464,75	465,10	465,37
P2	461,65	462,21 *	462,45 *	462,65 *	462,87 *
P3	459	460,33	460,64 *	461,07 *	461,58 *
P4	460,90	458,64	459,21	459,85	460,22
P5	458	457,64	458,15 *	458,88	459,29 *
P6	455,10	453,32	454,78	455,65 *	456,50 *
P7	453,60	450,80	451,55	452,32	452,99

- niveau de crue dépassant le niveau de la route (inondation de la route).



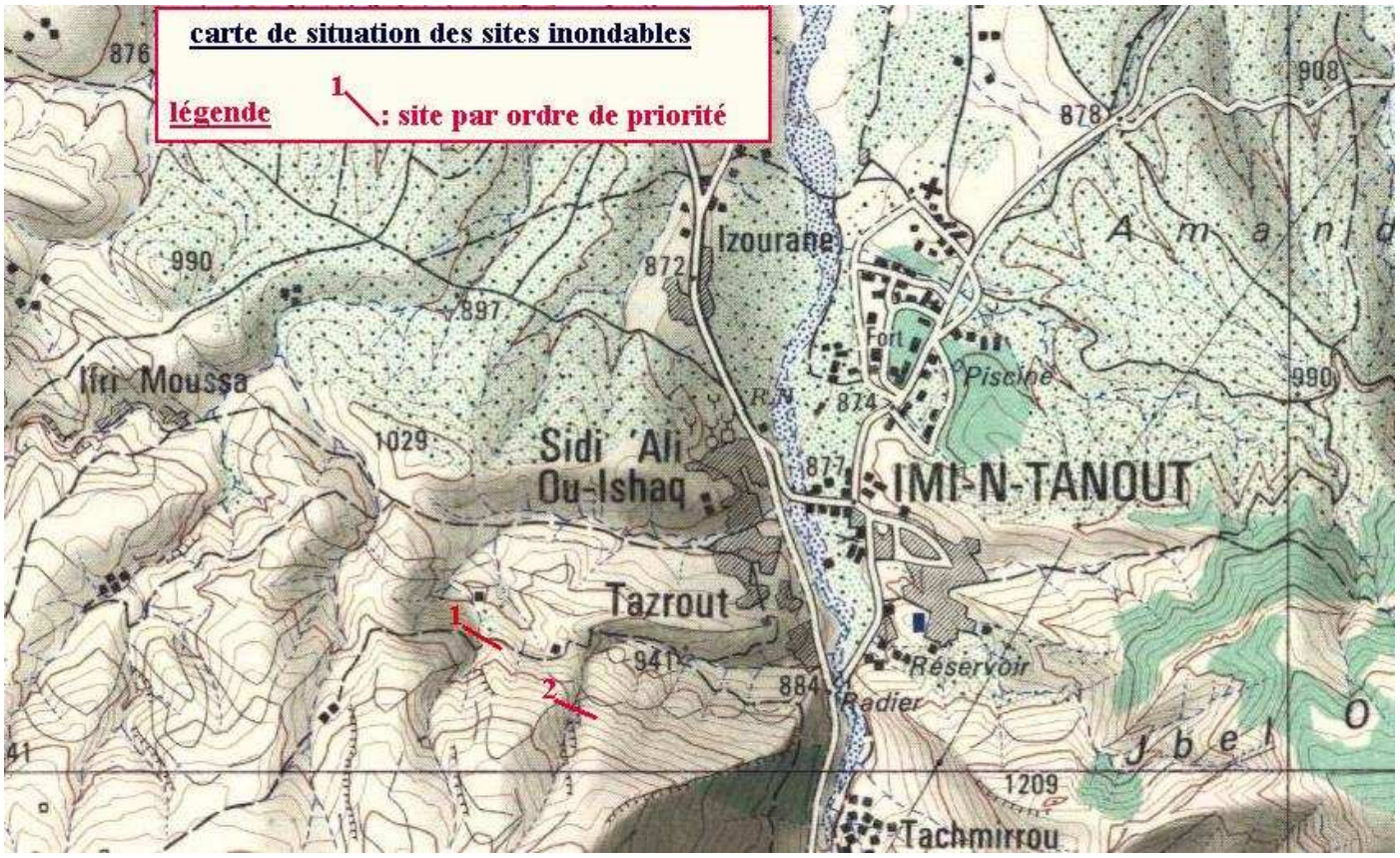
Crue	Superficie inondée (ha)	Durée en heures
F= 1/10	**7**	**4h 45 min**
F= 1/20	**22**	**8h 30 min**
F = 1/50	**38**	**9h 30 min**
F = 1/100	**44**	**11h 30 min**

NB : la durée correspond au temps pendant lequel les niveaux d'eau dépassent les côtes les plus basses des berges de l'oued.

Exemple de fiche technique pour des ouvrages de protection :

- Province : Chichaoua
- Site : chaabat tazrout sur l'oued Imintanout
- Bassin versant : 1,45 Km^2
- Pluie moyenne : 300 mm/an
- Crue décennale estimée : 8 m^3 /s
- Crue centennale estimée : 24 m^3 /s
- Dégâts générés : inondations de périmètres agricoles
- Ouvrages de protection : canal rectangulaire en béton dont les caractéristiques sont comme suit :

- **type** : canal enterré en béton.
- **Débit de projet** : 24 m^3 /s
- **Hauteur** : 2,5 m.
- **Largeur** : 3,5 m.
- **Longueur** : 150 m.
- **Volume de béton** : 400 m^3.
- **Poids armatures** : 15,6 tonnes.



Les inondations correspondent à des volumes d'eau excédentaires, on pourrait donc penser à des possibilités de stockage (barrages) ou de réalimentation artificielle de nappes (bassins d'infiltration). Aussi, il faut dresser une carte de sites pouvant servir à une recharge artificielle moyennant des études hydrogéologiques montrant le rôle injectant des rivières.

III) les sécheresses :

On parle de sécheresse lorsque la moyenne pluviométrique est anormalement basse par rapport à la moyenne normale. Il est difficile de déterminer à partir de quel seuil, ceci dépend des régions et des pays. On fait souvent allusion au secteur agricole et à l'insuffisance d'eau d'irrigation pour parler de sécheresse.

Durant une période de sécheresse, les apports d'eau aux rivières et aux barrages sont faibles ce qui se répercute sur les fournitures d'eau pour les différents usages (eau potable, irrigation, industrie). Au niveau des eaux souterraines et selon les zones plus ou moins vulnérables, on observe des chutes de débit d'ouvrages de captage et de sources ainsi qu'une baisse de niveaux piézométriques. On parle alors de restrictions, rationalisations, coupures ainsi qu'une gestion de la rareté. Bien entendu, la desserte en eau potable passe en tant que priorité sociale par rapport aux autres usages. On constitue souvent des cellules de crise ou comités de vigilance interdépartementales pour pouvoir gérer la situation :

- Maîtrise des fuites au niveau des réseaux de distribution.
- Interdiction de lavage de voitures dans les stations services.
- Baisse de pression dans les réseaux d'eau potable.
- Incitation des gros consommateurs (industriels, hôtels) à l'économie de l'eau
- Lutte contre les branchements illicites.
- Intensification de la prospection hydrogéologique et création de nouveaux points d'eau.
- Coupures d'eau éventuelles à des heures précises.

Au mois de Mai 2008, Barcelone, métropole espagnole comptant 5,5 millions d'habitants, s'alimente par transport d'eau via des bateaux citernes avec une moyenne de 1.660. 000 m^3 par

mois. Une telle mesure est de même à sécuriser l’alimentation en eau potable de la ville et pour faire atténuer les effets d’une sécheresse jamais connue depuis 60 ans environ !!!

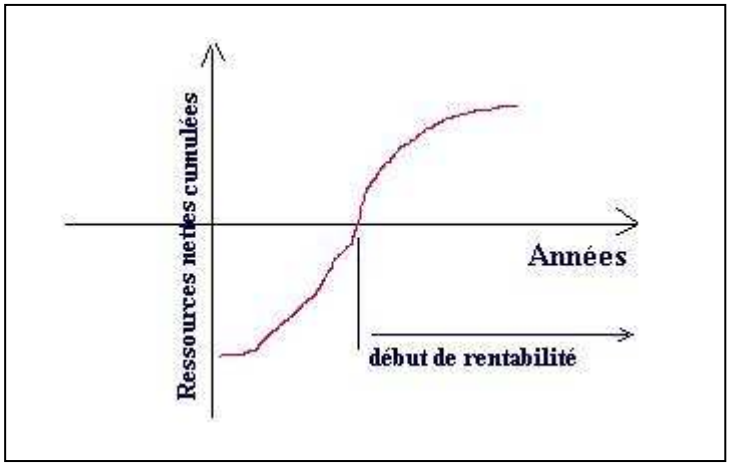
La ville de Tanger a connu également la même situation en 1995 et un citernage par bateaux s’effectuait depuis le bassin de l’Oum Errbia.

Dans les études de modélisation hydrogéologiques en régime transitoire, on simule de plus en plus des scénarios avec un cycle persistant d’années sèches.

L'analyse économique de projets

I)Introduction :

Un investissement est rentable si le capital investi initialement génère des ressources susceptibles de rembourser le capital investi. Pour s'en rendre compte et à la fin de chaque exercice on évalue les ressources nettes (encaissements-décaissements) ou encore (couts-avantages). Il faut cumuler toutes ces valeurs annuelles qui seront étalées sur l'horizon de l'étude et dés que la somme devient positive, cela veut dire que le projet devient rentable.



La réalisation d'un projet doit toujours tenir compte de critères économiques et financiers afin de se rendre compte de sa rentabilité surtout lorsqu'il s'agit de choisir entre plusieurs variantes – comparaison d'une solution projet et une solution de référence- et également lorsqu'il est question d'infrastructures mobilisant des gros investissements tels que les grands barrages. Les critères les plus utilisés dans ce genre d'études et d'analyses sont :

1) VAN : valeur ajoutée nette.
2) TRI : taux de rentabilité interne.

Ces deux paramètres doivent être calculés à travers l'évaluation des cash flow durant la durée de vie du projet.

Il s'agit en fait d'une méthode dynamique tenant compte d'un élément fondamental dans la décision d'investissement à savoir le temps.

II) Définitions :

L'analyse économique fait appel à la notion d'actualisation. Actualiser un capital V_n à un taux d'actualisation i c'est en calculer sa valeur V_0 à une date antérieure à sa date d'échéance. La notion d'actualisation est l'inverse de la capitalisation. Comme $V_n = V_0 (1 + i)^n$, on aura

$$\boxed{V_0 = V_n (1+i)^{-n}}$$

Le taux d'actualisation dépend de plusieurs facteurs :

- les taux d'intérêts bancaires.
- La dépréciation de la monnaie.
-

II.1) flux économiques :

On appelle également cette grandeur cash flow et aussi flux de trésorerie prévisionnelle. Il s'agit en fait des bilans « ressources-emplois » à la fin de chaque exercice budgétaire en intégrant tous les paramètres de capitalisation, d'actualisation et des annuités.

II.2) VAN :

Soit F0, F1, F2, F3, …...Fn, les cash flow d'un projet pour les années 0, 1,2…..n.

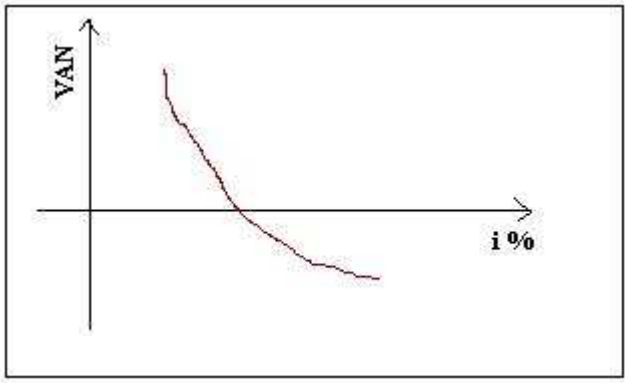
$$\mathbf{Van = \sum_{i=1}^{i=n} F_k / (1+i)^{-k} - I_0}$$

i = taux d'actualisation.
I_0 = investissement initial à la date 0

La VAN correspond en fait au surplus monétaire dégagé par un projet après avoir :

- récupéré le capital investi.
- Rémunéré le capital investi à un taux d'intérêt égal à celui du taux d'actualisation.

Un projet est rentable si sa VAN est positive, elle diminue au fur et à mesure que le taux d'actualisation augmente.



La VAN est un critère pertinent pour le classement de variantes.

Exemple :

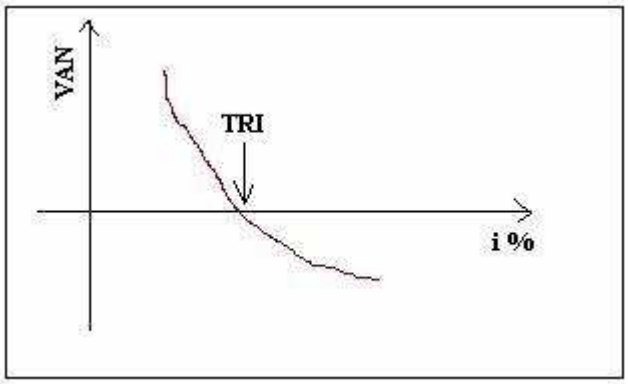
Une entreprise a le choix entre deux investissements. Le premier de 400000 Dhs et le second de 360000 Dhs. Le taux d'actualisation est de 12%. Quel est alors le projet le plus rentable pour l'entreprise ?

	Projet 1	Projet 2
investissement initial	-400000	-360000
1ere année	240000	60000
2 eme année	120000	120000
3 eme année	80000	160000
4 emme année	40000	200000
5 eme année		240000
	-6 864,18 DH	148 576,42 DH

Le deuxième projet est donc plus rentable.

II.3) <u>le TRI :</u>

C'est la valeur qui annule la VAN



Le TRI est un outil de décision quant à la faisabilité d'un projet. Celui-ci est d'autant rentable si son TRI est suffisamment supérieur au taux bancaire. C'est un indicateur intrinsèque au projet ne dépendant pas du taux d'actualisation.

<u>Remarque :</u>

VAN et TRI se calculent directement sur Excel (fonctions, finances, VAN, TRI)

Module N°8 : Assainissement

Chapitres :

1) **Généralités sur l’assainissement**
2) **Conception et calcul des réseaux d’assainissement**
3) **Rejet et épuration des eaux usées**
4) **Notions sur l’assainissement solide**
5) **Impact des projets d’aménagement sur l’environnement**

Généralités sur l'assainissement

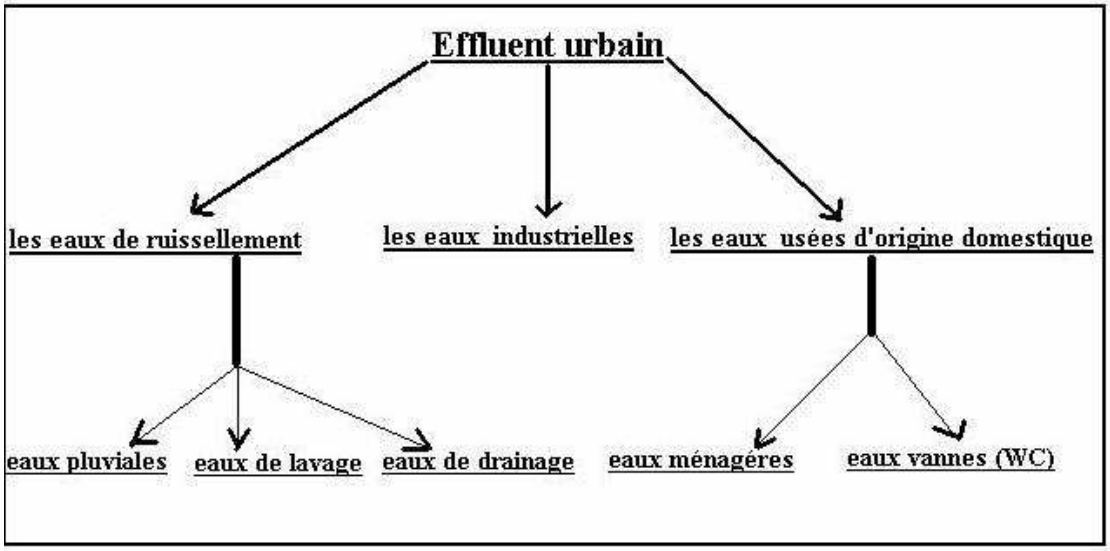
I) Introduction :

Le but de l'assainissement est d'évacuer les déchets sans porter préjudice au milieu récepteur. Il s'agit de protéger l'environnement où les écosystèmes contre toute dégradation. En effet les effluents urbains rejetés sont pollués et si des mesures techniques ne sont pas prises, les cours d'eau, les nappes d'eau souterraines, l'air...etc. peuvent subir des conséquences négatives.
Les effluents rejetés doivent avoir un niveau de qualité qui soit adapté à l'usage qui en est envisagé à l'aval. Ceci conduit à choisir le point de rejet en conséquence : l'exutoire. Celui ci est le point d'arrivée des collecteurs où émissaires.
Du point de vue sanitaire, les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitat.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

II) Définition de l'effluent urbain :

L'effluent urbain se compose de la manière suivante :



Les eaux usées renferment de la matière minérale, de la matière organique et des matériaux en suspension.

III) Systèmes d'évacuation :

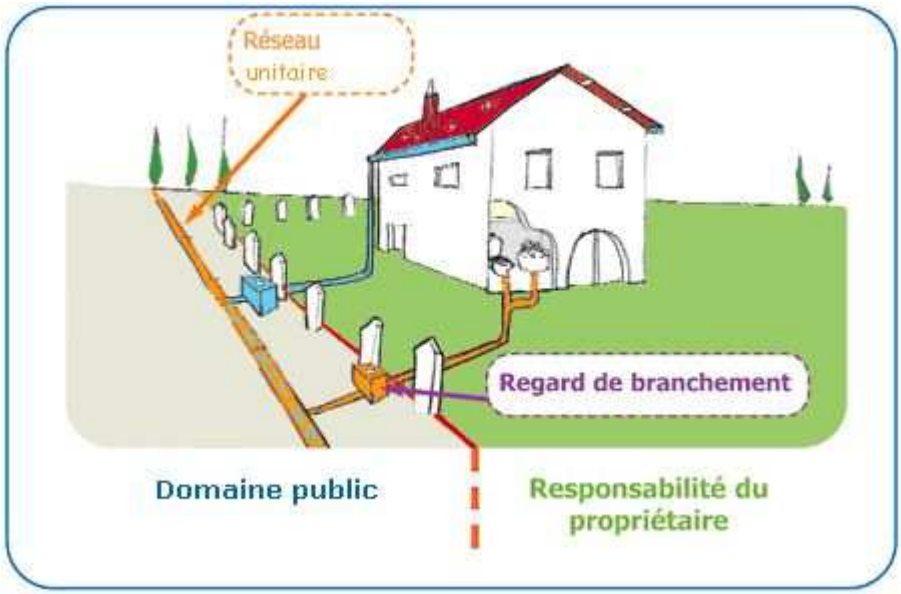
Deux systèmes fondamentaux de réseaux sont à distinguer :

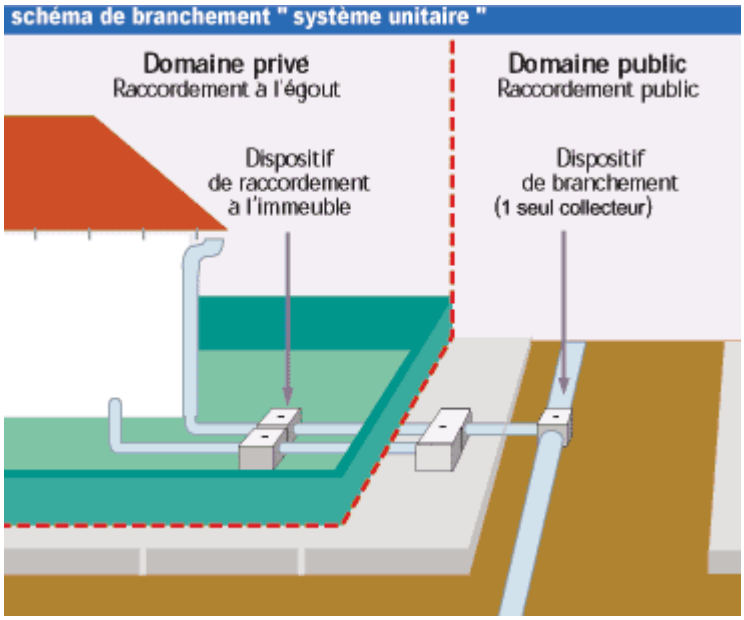
- Le système unitaire
- Le système séparatif

On appelle système mixte un réseau constitué, selon les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif. Ces systèmes sont les plus souvent à écoulement gravitaire mais ils peuvent comporter des transports en charge selon la topographie du site.

III.1) <u>Système unitaire</u> :

Dans le système unitaire, toutes les eaux, y compris les effluents industriels après Prétraitement éventuel sont recueillis dans un réseau unique de collecte qui aboutit à une station d'épuration.



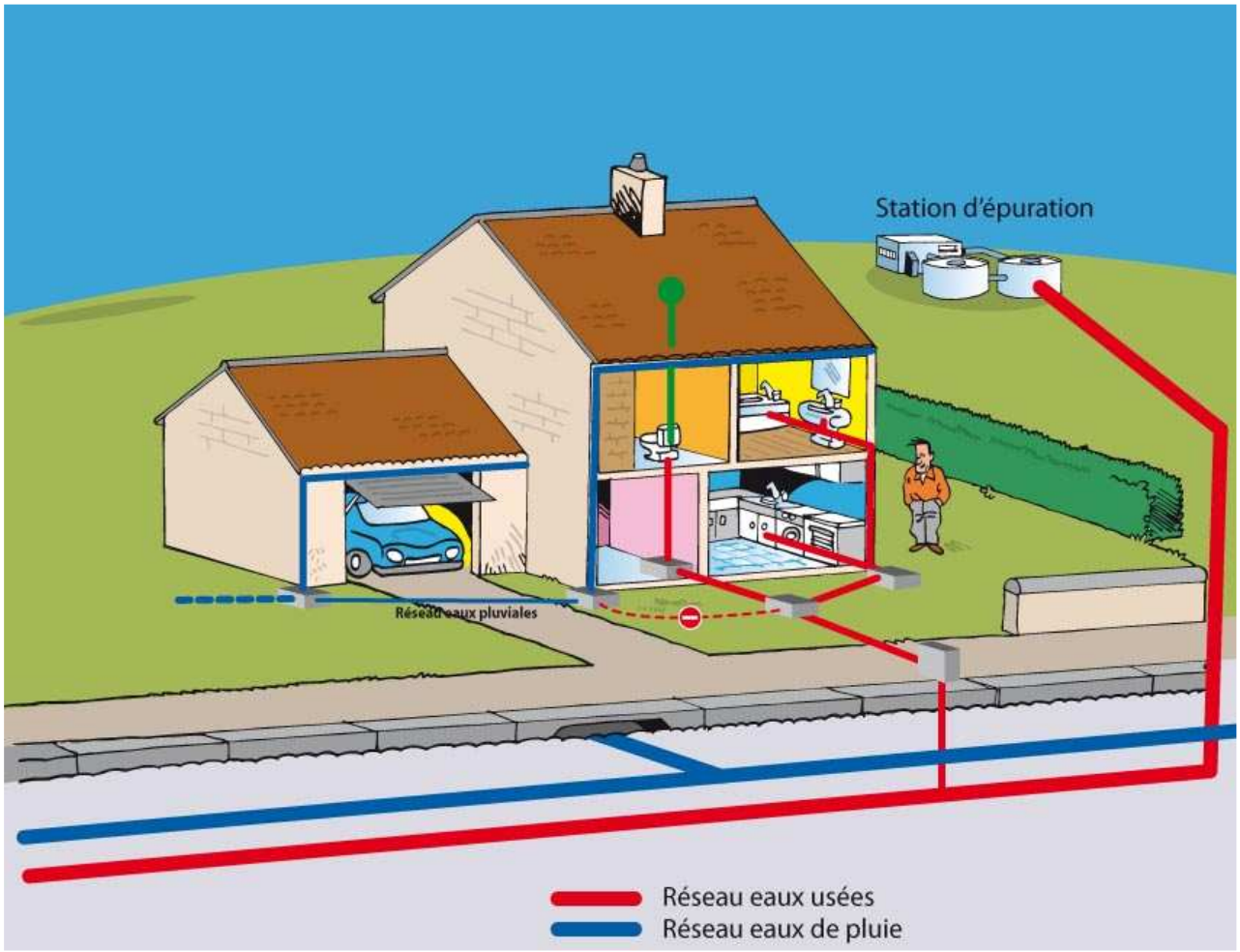


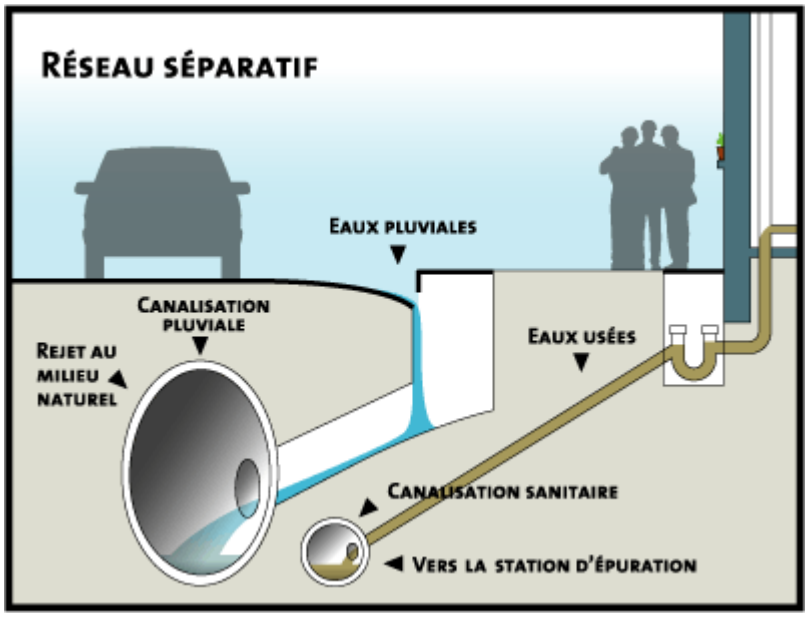
III.2) <u>Système séparatif</u> :

Le système séparatif comprend :

- Un réseau pluvial
- Un réseau d'eaux usées domestiques.

Les deux réseaux peuvent dans certains tronçons avoir le même tracé. Par contre ils ont fréquemment des tracés différents, le réseau pluvial pouvant se rejeter directement dans un cours d'eau sans passer par une station d'épuration alors que le second doit obligatoirement aboutir à une telle station.





III.3) Système pseudo séparatif :

Ce système s'applique aux réseaux recevant les eaux usées et tout ou partie des eaux de ruissellement en provenance directe des propriétés riveraines, tandisque les eaux de ruissellement en provenance des chaussés sont évacuées par les caniveaux et éventuellement par quelques tronçons d'ouvrages pluviaux.

Avantages et inconvénients :

Nature du système	Avantages	Inconvénients
séparatif	permet de diminuer la taille de la station d'épuration	double réseau, ceci est économiquement une solution couteuse.
unitaire	Peu couteux	contamination des eaux pluviales par les eaux usées ce qui génère un débit à traiter trop élevé, d'où l'importance de la taille de la station d'épuration. Ceci a également l'inconvénient de compliquer le fonctionnement de la station en matière de variation de débit. Pour palier à ce problème, on peut prévoir des déversoirs d'orages qui font transiter un flot suffisamment dilué et le rejettent dans une rivière sans inconvénient majeur.

En définitive, il faut faire un bilan pour le choix du type de réseau. Généralement le système séparatif est intéressant dans les villes dont la densité de population est moyenne et où le relief est peu accentué.

En 2002, le linéaire total des conduites d'assainissement pour la ville de Marrakech totalisait 1300 Km.

IV) Facteurs influençant la conception d'un projet d'assainissement :

Les divers facteurs influençant la conception d'un projet peuvent se répartir en 4 classes :

- Les données naturelles du site (pente, lithologie...etc.)
- Les données relatives aux agglomérations existantes (population, taux de branchement...)
- Les données relatives au développement urbanistique (plan directeur d'aménagement homologué)
-Les données propres à l'assainissement. (Diamètre des canalisations, tracé des collecteurs, emplacement des regards, choix de l'exutoire...etc.).

Vu le rôle important des réseaux d'assainissement dans les projets d'aménagement, les différents ouvrages d'assainissement doivent être bien entretenu afin d'éviter tout signe de vétusté (fuites, inondations, colmatage...etc.).

V) Calcul des débits :

V.1) Les eaux usées :

Le débit moyen global des eaux usées est calculé à partir de :

*la consommation moyenne en eau potable de la population branchée au reseau d'eau potable.
* coefficient de retour à l'égout de 80 %
*.les eaux parasites eventuelles provenant de l'extérieur. (Un surplus de 10 à 20%).

$$\mathbf{Q_{meu} = Q_{cep} \times Tr \times 1,2}$$

Avec :
Q_{meu} = débit moyen des eaux usées.
Q_{cep} = débit de consommation en eau potable.
Tr = taux de retour à l'ègout.
Comme pour le réseau de distribution d'eau potable, le dimensionnement du réseau d'assainissement se fait pour le débit de pointe journalier qui est généralement de 1,2 à 1,25.
(C_{pj} = 1,25), c'est le coefficient de pointe journalière)

Le débit de pointe journalier sera donc : $\mathbf{Qpj = C_{pj} \times Q_{meu}}$

Autre coefficient : il s'agit du coefficient de pointe horaire C_{ph} qui est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Cph = 1,50 + (2,5/\sqrt{Qmeu})}$$

On conviendra de limiter les valeurs de ce coefficient entre 1,7 et 4
Le débit de pointe est finalement :

$$\mathbf{Qp = Cph \times Qmeu \times 1,25}$$

Exercice :
Il est prévu de construire dans la région de Marrakech un complexe résidentiel constitué par 40 villas de type (R + 1). Avec une moyenne de 20 habitants/villa et une dotation en eau potable de 150 l/j/hab, calculer le débit des eaux usées domestiques.

Réponse :

40 x 20 = 800 habitants, soit un besoin moyen en eau potable de Q = 1,4 l/s. le débit moyen des eaux usées sera Q_{meu} = 1,4 x 0,8 = 1,12 l/s. Qpj = 1,25 x 1,12 = 1,4 l/s

Le coefficient de pointe horaire est $C_{p,h}$ = 1,5 + (2,5/√1,12) = 3,8.

Q_{pointe} = 1,4 x 3,8 = 5,3 **l/s. (débit de pointe ou débit de projet).**

Remarque :

Les eaux usées constituent une ressource en eau additionnelle et pérenne qu'il convient de valoriser.Toutefois, celles - ci doivent subir un traitement adéquat avant d'être rejetées dans le milieu récepteur et ce pour deux raisons :

* Préserver la qualité du milieu récepteur.
* Avoir un niveau de qualité s'adaptant aux besoins d'irrigation.

La consommation d'eau journalière est variable en fonction des heures. Elle varie aussi selon les mois et les saisons

.

A titre d'exemple et en 2006, le réseau d'assainissement de la ville de Marrakech était comme suit :

* longueur : 1200 Km.
* système de collecte : 86% en unitaire et 14% en pseudo-séparatif.
* points de rejets : 4
* débit rejeté : 1 m^3 /s dont 7% d'origine industrielle.

V.2) Les eaux de ruissellement :

Quelques définitions :

Averse : précipitation continue dont la durée peut varier de quelques minutes à plusieurs heures.

Averse type : averse exceptionnelle qui intervient selon une probabilité déterminée : période de retour 10 ans, 100 ans...etc. (décennale, centennale...etc.).La fréquence décennale est couramment utilisée au Maroc pour le dimensionnement des ouvrages d'évacuation d'eau pluviale.

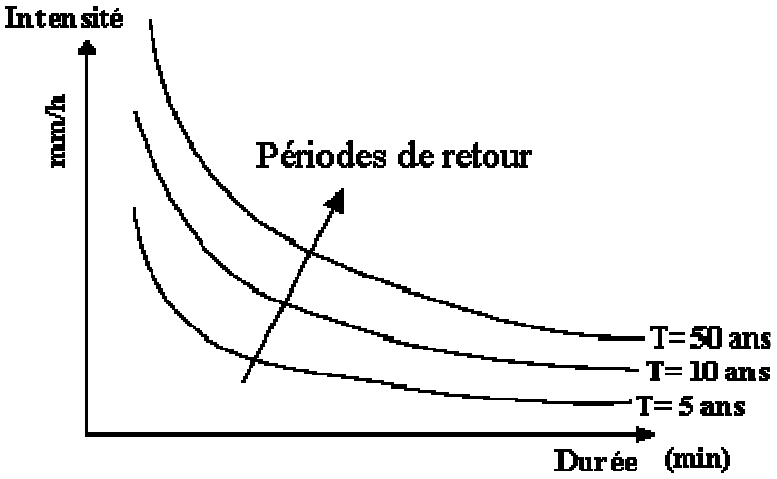
Intensité : soit une averse qui s'est produite pendant une durée T avec une hauteur h. on définit i = h/ T, i est souvent exprimée en mm/h

Bassin versant : ou aire d'apport (exprimée souvent en ha) est la surface sur laquelle ruisselle l'eau tombée jusqu'à l'exutoire.

Coefficient de ruissellement : rapport de la lame d'eau ruisselée par rapport à celle tombée.

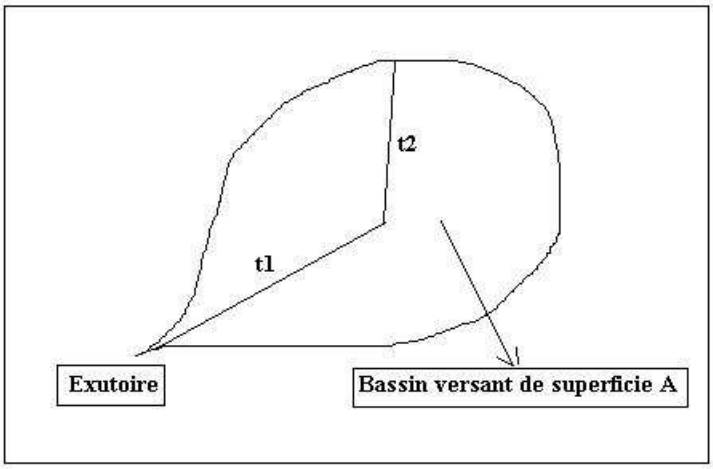
Courbes d'intensité-durée-fréquence : (courbes IDF)

Ce sont des courbes représentant la variation de l'intensité moyenne de pluie en fonction de la durée de pluie et ce pour différentes périodes de retour.



<u>Débit des eaux pluviales</u> :

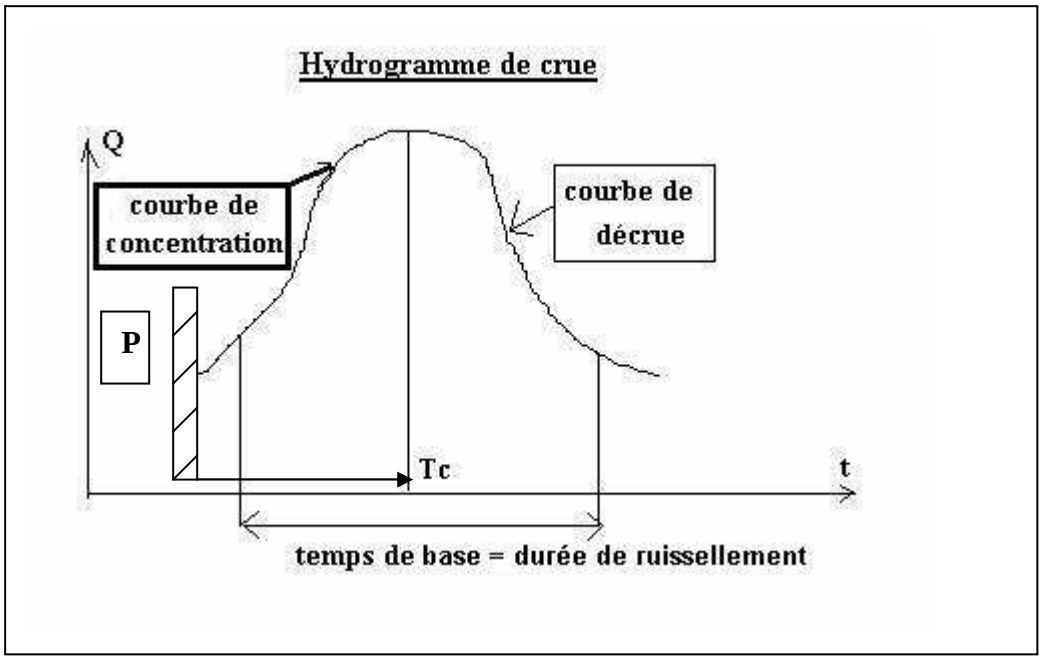
A) <u>Méthode dite rationnelle</u> :



Soit t_c le temps minimum pour que tout le bassin contribue à l'écoulement vers l'exutoire. C'est à dire le temps mis par la goutte de pluie la plus hydrauliquement éloignée pour s'écouler jusqu'à la 1ère bouche d'égout. Ce temps est le temps de concentration.

Soit
tc : le temps de concentration ;
i : l'intensité de pluie.
C : coefficient de ruissellement
A : surface du bassin versant en Km^2
La méthode rationnelle ne stipule que **Q =1/3.6 CiA**

Q= débit max en m3/s
A= superficie du bassin versant en km2
i= intensité de pluie en mm/h pendant Tc (temps de concentration)
3.6= constante d'homogénéisation des unités
c= coefficient de ruissellement (dépend de la morphologie, la pente, la lithologie...)



On démontre que la durée T qui conduit au plus fort débit d'équipement est égale au temps de concentration : temps nécessaire pour que l'eau en provenance des points les plus éloignés parvienne à l'exutoire.

Concernant les valeurs de C et pour éviter la décomposition de la surface à drainer en aires élémentaires, on peut prendre les moyennes suivantes :

- Zones d'habitations très denses C = 0,9
- Zones d'habitations moins denses C = 0,4 à 0,7
- Quartiers résidentiels, zones industrielles C = 0,2 à 0,3
- Squares et jardin C = 0,05 à 0,2

Pour l'intensité de pluie, la formule la plus utilisée est celle de Montana à savoir :
$i = at^b$ donc log i = log a +b log t, le report de la fonction i = f(t) sur un papier bilogarithmique est une droite permettant de déduire les valeurs a et b.

L'application de la formule ratioinnelle est simple mais conduit gènèralement à des débits surestimès. Le problème majeur est la mèconnaissance du temps de concentration.

Exercice :

Les intensités de pluies observées pour la période de retour de 5 ans dans la région de Settat sont comme suit :

t (min)	6	15	30	60	100
i mm/h	80	50	35	28	20

1) Déterminer les coefficients a et b intervenant dans la formule de Montana
2) Calculer l'intensité i pour un temps t = 10 min

D'après l'équation de Montana $i = at^b$ d'où
log i = b log t + log a
Posons log t = x et log i = y et log a = A donc
y = bx + A

x	0,78	1,17	1,48	1,78	2
y	1,9	1,7	1,5	1,4	1,3

En traçant la courbe y = (x) on obtient les coefficients a et b. soit environ a = 195 et b = -0,5
d'où **$i = 195t^{-0,5}$**
Pour t = 10 min on obtient **i ≈ 61, 7 mm/h**

B) <u>formule de Qaquot</u> :

Le débit des eaux pluviales calculé selon le modèle superficiel de Quacot est:

$$\boxed{Q(T)= K(T)*I^{x(t)}*C^{y(t)}*A^{z(t)}*(L/2\sqrt{A})^{l(t)}}$$

Avec T= période de retour en années
Q (T)= débit en m^3/s pour la période de retour T
I= pente équivalente du bassin considéré en m/m
C= coefficient de ruissellement
A= superficie du B.V en ha
L= longueur du plus long cheminement hydraulique du bassin considéré en hectomètres

Les paramètres k(T), x(T), y(T), z(T) et l(T) sont reliés aux paramètres a(T), et b(T) de Montana par les relations suivantes :

$$K(T)= [(a(T)*0.5^{b(T)})/6.6)]^{(1/(1+0.287*b(T))}$$

$$x(T)= [-0.41*b(T)]/(1+0.287b(T))$$

$$Y(T)= [1/ (1+0.287b(T))]$$

$$Z(T)= [0.95+0.507b(T)]/(1+0.287b(T))$$

$$L (T)= [0.84 b (T)]/ (1+0.287b (T))$$

Le terme M = $(L/\sqrt{A})$ est appelé coefficient d'allongement du bassin, m = $(M/2)^{l(t)}$ est un coefficient de correction.

<u>N.B</u> : le modèle superficiel de ne s'applique que pour des bassins entièrement urbanisés. Le modèle de **Caquot** ainsi que la méthode rationnelle sont fondées sur le principe de transformation de la pluie en débit. Les deux méthodes s'appliquent principalement dans des bassins urbains puisqu'elles supposent que les écoulements sont entièrement canalisés. L'emploi de ces méthodes est limité à des petits bassins avec les limites suivantes :

- Superficies inférieures à 200ha.
- C > 20%.
- 0,2% < I < 5%.
- M> 0,80

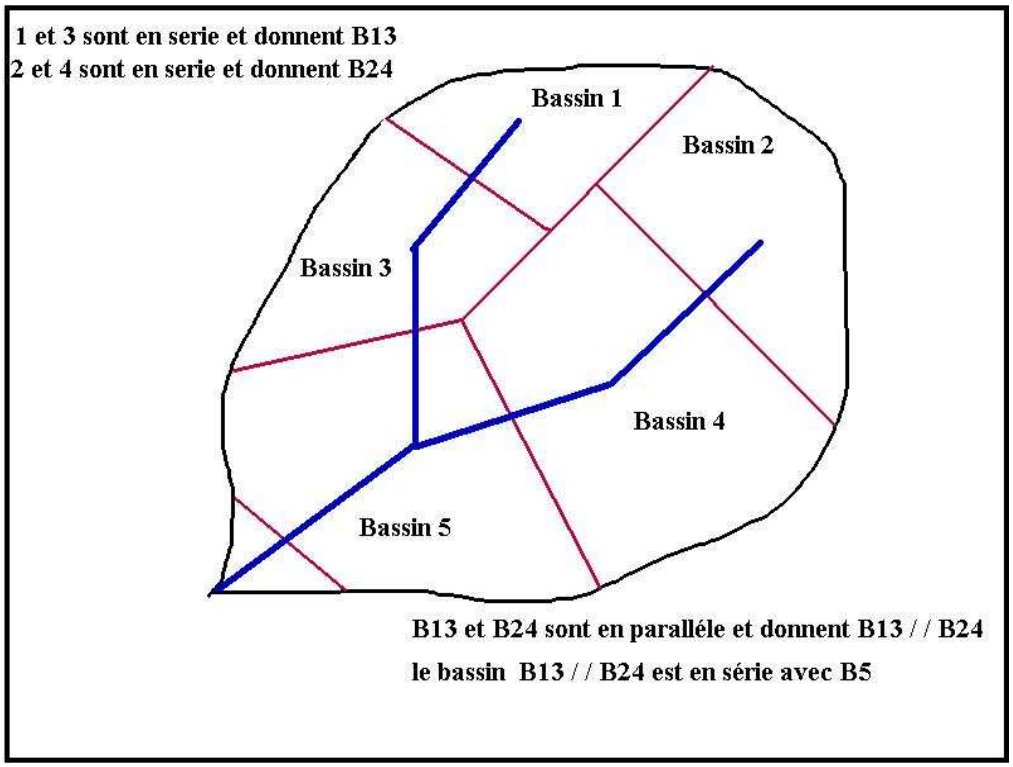
NB : Concernant les pérides de retour supérieures à 10 ans pour lesquelles, on ne dispose pas de a (T) et b (T), on majore le débit par un coefficient correctif. Pour T = 20 ans ; f = 1,25, pour T = 50 ans, f = 1,6 et pour T = 100 ans ; f = 2

Remarque :

* En général, les méthodes décrites ne peuvent conduire qu'à des ordres de grandeur des débits, car elles sont trop globales. Leur emploi n'est à recommander que pour des bassins de petite taille ne dépassant pas quelques centaines d'hectares (200 ha). Pour le calcul des réseaux complexes, dans le cas de plus grands bassins, elles doivent être remplacées par des modèles plus élaborés rendant compte de l'aspect dynamique de la transformation pluie-débit. Il existe déjà un certain nombre de ces modèles à travers le monde. La principale différence provient du fait qu'ils fournissent un hydro gramme (Q = f(t)) à l'exutoire du bassin et non plus seulement une valeur de débit maximum.

* Le calcul du débit des eaux pluviales se fait pratiquement en décomposant le bassin étudié en un certain nombre de bassins élémentaires correspondant à des zones homogènes c'est à dire qui présentent des caractéristiques hydrauliques homogènes.

* Le découpage du bassin versant dépend du type de système d'assainissement choisi. Pour le système séparatif et unitaire, le découpage englobe la surface de toiture et de chaussée par contre pour le système pseudo séparatif, il comprend l'emprise des voies, les parkings et les espaces verts. Comme documents, on utilise les données topographiques et le plan de masse.



Exemple :

Sous bassin 1 : S = 2 ha (zone villa); I = 1%; C = 0,15
Sous bassin 2 : S = 0,5 ha (espaces verts); I = 0,5%; C = 0,05
Sous bassin 3 : S = 3 ha (logement économiques); I = 1,5%; C = 0,35

Assemblage de bassins :

Deux bassins seront dits en série si l'exutoire de l'un constitue l'entrée de l'autre. Ils seront dits en paralléle si leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

L'application de la formule de Caquot pour les différents sous bassins d'un bassin initial nécessite l'emploi des formules d'équivalence pour les paramètres A, C, I et le facteur M = L/√A.

Type d'assemblage	$A_{équivalent}$	$C_{équivalent}$	$I_{équivalent}$	$M_{équivalent}$
Bassins en série	ΣA_i	$\sum C_i A_i / \Sigma Ai$	$[\sum L_i / \sum(L_i / \sqrt{I_i})]^2$	$(\sum L_i / \sqrt{\Sigma A_i})$
Bassins en parallèle	ΣA_i	$\sum C_i A_i / \Sigma Ai$	$[\sum I_i Q_{pi} / \sum Q_{pi}]$	$L(Q_{pi\ max}) / \sqrt{(\Sigma A_i)}$

Q_{pi} = débit de pointe des eaux pluviales relatif au bassin i.
L ($Q_{pi\ max}$) est la longueur du bassin du plus fort débit

On peut par exemple presenter les résultas comme suit

bassins	A(ha)	C	I	L (hm)	M	m	Q_c (m3/s)
B1	0,68	0,60	0,0050	2	2,42	0,89	0,109
B2	0,22	0,60	0,0104	0,96	2,06	0,98	0,062
B3	0,41	0,60	0,0103	0,97	1,50	1,19	0,123
B4	0,30	0,60	0,0103	0,97	1,76	1,08	0,087
B5	0,10	0,60	0,0189	0,53	1,67	1,12	0,045
B6	0,24	0,60	0,0081	1,23	2,54	0,87	0,054
B10	0,09	0,60	0,0028	0,48	1,65	1,12	0,042
B11	0,38	0,60	0,0093	1,08	1,74	1,09	0,103
B12	0,18	0,60	0,0153	0,64	1,51	1,19	0,072

* L'assainissement en matière d'eaux pluviales concerne également les chaussées, et routes à l'extérieur des périmètres urbains. Celles-ci doivent être dotées d'ouvrages d'évacuation fossés, talus, buses, dalots,...etc. deux formules sont utilisées par « les routiers » à savoir la formule de Mac-Math et la formule de Mallet-Gauthier.

a) formule de Mac-Math : (pour les bassins versant < 100 ha)

$$\boxed{Q = K.H.S^{0,58} I^{0,42}}$$ avec

Q = débit max en l/s
K = coefficient dépendant de la nature du B.V
H = précipitation maximale en mm/24 heures

S = superficie du B.V en ha
I = pente du B.V en mm/m

Pour le coefficient k, les valeurs suivantes peuvent être adoptées:

k=0.11 : bassins de grandes dimensions.
k=0.22 : superficies cultivées et zones suburbaines.
k=0.32 : terrains non aménagés, non rocheux, de pente moyenne.
k=0.42 : terrains non aménagés, rocheux, à forte pente.

b) <u>formule de Mallet-Gauthier</u> (pour B.V ≥ 100 ha)

$$Q = 2\,K \log_{10}(1+aH)\,S\,(1+4\log_{10}T - \log_{10}S)\,\tfrac{1}{2}\,L^{-1/2}$$

Q = débit de crue en m3/s.
K = coefficient de perméabilité ; a coefficient relatif au sol.
H = précipitations annuelles moyenne en m.
S = surface du B.V.
L = longueur du Talweg en km.
T = période de récurrence en années.
Cette formule a été établie en Algérie ou A est un coefficient variant de 20 à 30 et k entre 0.5 et 6.
La grande dispersion de la valeur de k confère au calcul une grande imprécision.

<u>Un dalot pour l'assainissement routier</u>

Exemple de calcul de débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle

N°B.V	S(Km ^{2})	L(Km)	pente (m/m)	pente (%)	$(LS)^{1/3}$	$I^{1/2}$	t_c (Passini en min)	t_c en heures
1	0,9	1,5	0,02	2	1,10	1,4	51	0,8
2	0,32	0,35	0,01	1	0,49	1,0	31	0,5
3	0,6	1,2	0,04	4	0,90	2,0	29	0,5
4	0,15	0,12	0,01	1	0,27	1,0	17	0,3
5	0,27	0,66	0,02	2	0,57	1,4	26	0,4
6	0,06	0,3	0,01	1	0,27	1,0	17	0,3

N°B.V	S(Km ^{2})	L(Km)	pente (m/m)	pente (%)	S1/2	$I^{1/2}$	t_c Ventura en minutes	t_c en heures
1	0,9	1,5	0,02	2	0,9	1,4	51,2	0,9
2	0,32	0,35	0,01	1	0,6	1,0	43,2	0,7
3	0,6	1,2	0,04	4	0,8	2,0	29,6	0,5
4	0,15	0,12	0,01	1	0,4	1,0	29,6	0,5
5	0,27	0,66	0,02	2	0,5	1,4	28,0	0,5
6	0,06	0,3	0,01	1	0,2	1,0	18,7	0,3

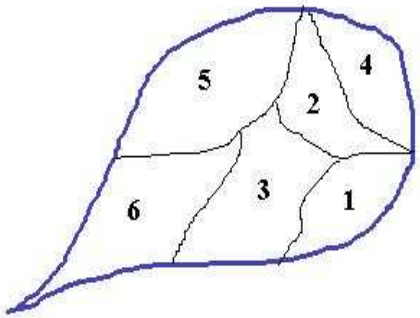
				A	B			
N°B.V	S(Km ^{2})	L(Km)	pente	$L^{0,77}$	$I^{-0,385}$	A X B	tc Kirpich en	t_c en

			(m/m)				minutes	heures
1	0,9	1,5	0,02	1,4	4,5	6,2	0,12	0,002
2	0,32	0,35	0,01	0,4	5,9	2,6	0,05	0,001
3	0,6	1,2	0,04	1,2	3,5	4,0	0,08	0,001
4	0,15	0,12	0,01	0,2	5,9	1,2	0,02	0,000
5	0,27	0,66	0,02	0,7	4,5	3,3	0,06	0,001
6	0,06	0,3	0,01	0,4	5,9	2,3	0,04	0,001

				A	B			
N°B.V	S(Km ^{2})	L(Km)	pente (m/m)	$(LS)^{0,333}$	$I^{-0,5}$	A X B	tc Turrazza en minutes	t_c en heures
1	0,9	1,5	0,02	1,1	7,1	7,8	51	0,8
2	0,32	0,35	0,01	0,5	10,0	4,8	31	0,5
3	0,6	1,2	0,04	0,9	5,0	4,5	29	0,5
4	0,15	0,12	0,01	0,3	10,0	2,6	17	0,3
5	0,27	0,66	0,02	0,6	7,1	4,0	26	0,4
6	0,06	0,3	0,01	0,3	10,0	2,6	17	0,3

Temps de concentration en heures

N°B.V	passini	ventura	kirpich	turrazza	valeur retenue
1	0,8	0,9	0,015	0,8	0,8
2	0,5	0,7	0,012	0,5	0,6
3	0,5	0,5	0,008	0,5	0,5



4	0,3	0,5	0,008	0,3	0,4
5	0,4	0,5	0,008	0,4	0,4
6	0,3	0,3	0,005	0,3	0,3

T (années)	a	b
10	70	-0,221
100	95	-0,215

Coefficients de Montana

C = 25%

Tableau récapitulatif

N°B.V	S	tc (h)	$(tc)^b$ (10ans)	$(tc)^b$ (100ans)	I_{10} (mm/h)	I_{100} (mm/h)	Q_{10} (m3/s)	Q_{100} (m3/s)
1	0,9	0,8	1,05	1,05	73,5	99,7	4,6	6,2
2	0,32	0,6	1,12	1,12	78,4	106,0	1,7	2,4
3	0,6	0,5	1,17	1,16	81,6	110,3	3,4	4,6
4	0,15	0,4	1,22	1,22	85,7	115,7	0,9	1,2
5	0,27	0,4	1,22	1,22	85,7	115,7	1,6	2,2
6	0,06	0,3	1,30	1,30	91,3	123,1	0,4	0,5

NB : pour calculer un débit de projet pour le dimensionnement des ouvrages d’assainissement, il faut utiliser le maximum de formules en fonction des données disponibles. Il est recommandé de retenir les valeurs assez proches les unes des autres et calculer une valeur moyenne et écarter les valeurs qui semblent aberrantes.

Conception et calcul des réseaux d'assainissement

I) Introduction :

Les sections à donner aux ouvrages se calculent souvent par la formule **$V = k \times R^n \times I$ ½**
R= rayon hydraulique = section mouillée/périmètre mouillé ; I = pente de l'ouvrage en mètre/mètre

Le coefficient k varie de 60 à 100 en fonction de :

* la nature de l'effluent
* la nature de la canalisation
* le type de joint

Le débit est obtenu par la formule Q = V.S

II) Réseaux unitaires :

$$Q = 60\ R^{3/4}\ I^{1/2}.\ S\ ;\ (n = ¾ \text{ et } k = 60)$$

* Canalisations :

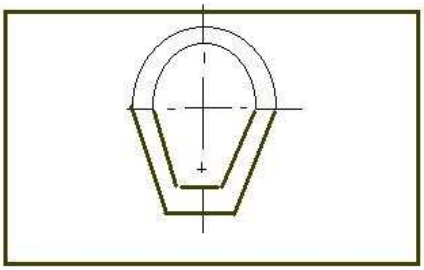
Les canalisations doivent avoir une capacité suffisante pour évacuer la pointe d'eaux usées et celles d'eaux pluviales avec une vitesse maximale limite de **4m/s** au delà de laquelle on risque d'user les conduites. La vitesse minimale de l'écoulement doit assurer tant que possible l'auto curage des égouts. En pratique, cette vitesse minimale est de l'ordre de :

* **0,6 à 0,7m/s** dans le cas d'une faible pluie transportant des sables. En pratique cette vitesse doit être satisfaite pour le 1/10 du débit de projet ou encore 1/10 du débit à pleine section.
*** 0,3m/s** pour le débit moyen d'eaux usées en temps sec avec un remplissage au 2/10 du diamètre.

Lorsqu'il n'est pas possible (ou trop onéreux) de respecter les conditions d'auto-curage, il faut prévoir des dispositions de nettoyage. (Chasse, usage d'hydrocureuses par exemple).

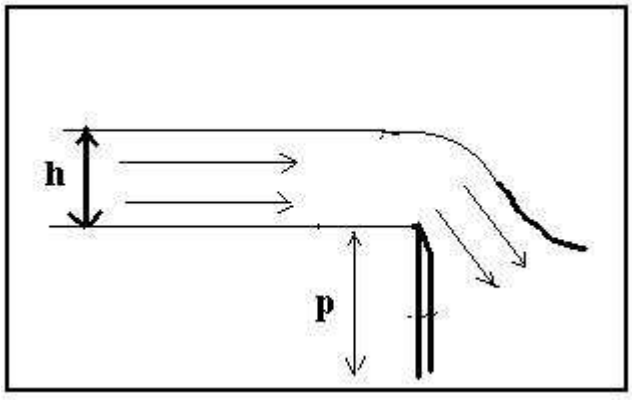
Le diamètre minimal des canalisations a été fixé à **0,30 m** ; la pente est telle que :
5%° < I < 10%°

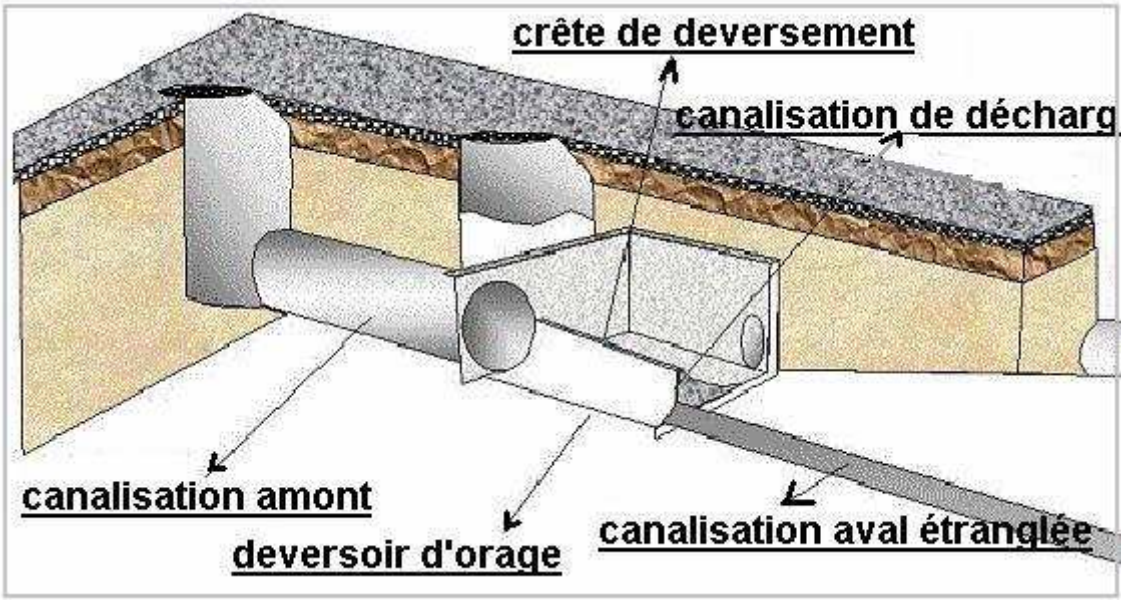
Emissaires d'évacuation :



Les émissaires d'évacuation sont calculés pour faire transiter le débit de pointe des eaux usées augmenté du débit des eaux pluviales conservé après fonctionnement des déversoirs d'orage. Dans les grandes villes, les égouts sont visitables et leur section est souvent de type ovoïde. Ces émissaires doivent être situés en amont des stations d'épuration.

* **Déversoir d'orage** :





La capacité d'un déversoir se détermine par la formule suivante : $\boxed{Q = u\, lh \sqrt{2\, g\, h}}$

Q = débit en m3/s

h = hauteur en mètre du plan d'eau dans la galerie amont au dessus du seuil avant abaissement de la nappe. (Lame d'eau déversante).

L = longueur du déversoir

g = accélération de la pesanteur (9,8 ms^{-2})

u = coefficient qui dépend de la nature et la géométrie du déversoir. (Généralement compris entre 0,4 et 0,5).

Au débouché des déversoirs d'orage, la ligne piézométrique doit se raccorder au niveau des plus hautes eaux de la rivière susceptible d'être dans la période des orages.

Le principe de fonctionnement de ces ouvrages en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel, des débits d'orage et de ne dériver vers la station d'épuration que les débits d'eaux usées appelées « débits de temps sec », auxquelles s'ajoutent les petites pluies.

II) Réseaux séparatifs

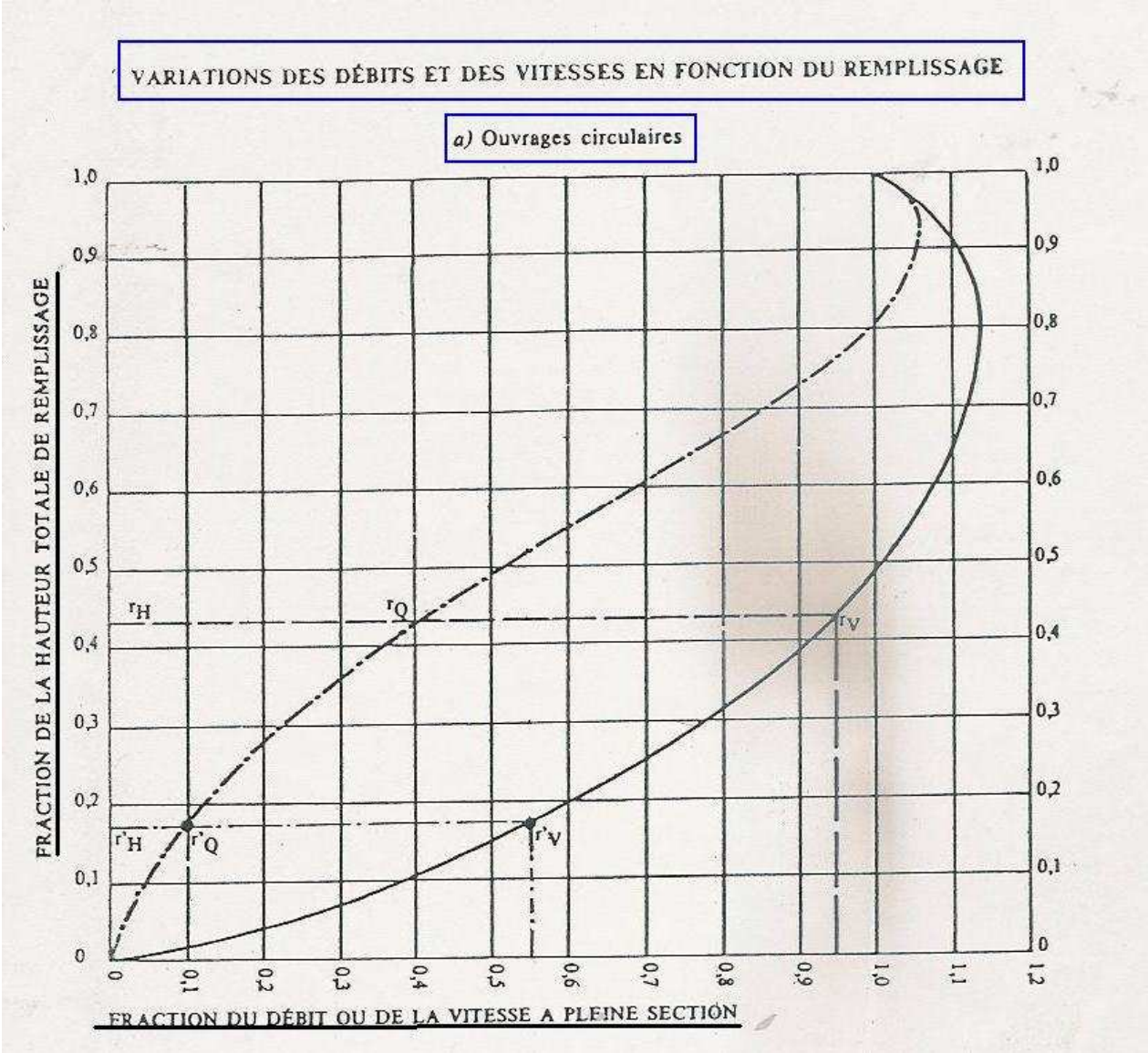
Sections : le diamètre minimal des canalisations à été fixé à **0, 20 m**

Eau usées : $\mathbf{Q = 70\ R^{2/3}\ I^{1/2}\ S}$; eaux pluviales : $\mathbf{Q = 60\ R^{3/4}\ I^{1/2}\ S}$

Conditions d'écoulement : les conditions d'auto curage sont les suivantes :

* A pleine ou à demi section, la vitesse d'écoulement doit être supérieure à 0,70 m/s. Cette limite pouvant à l'extrême rigueur être abaissée à 0,50 m/s.

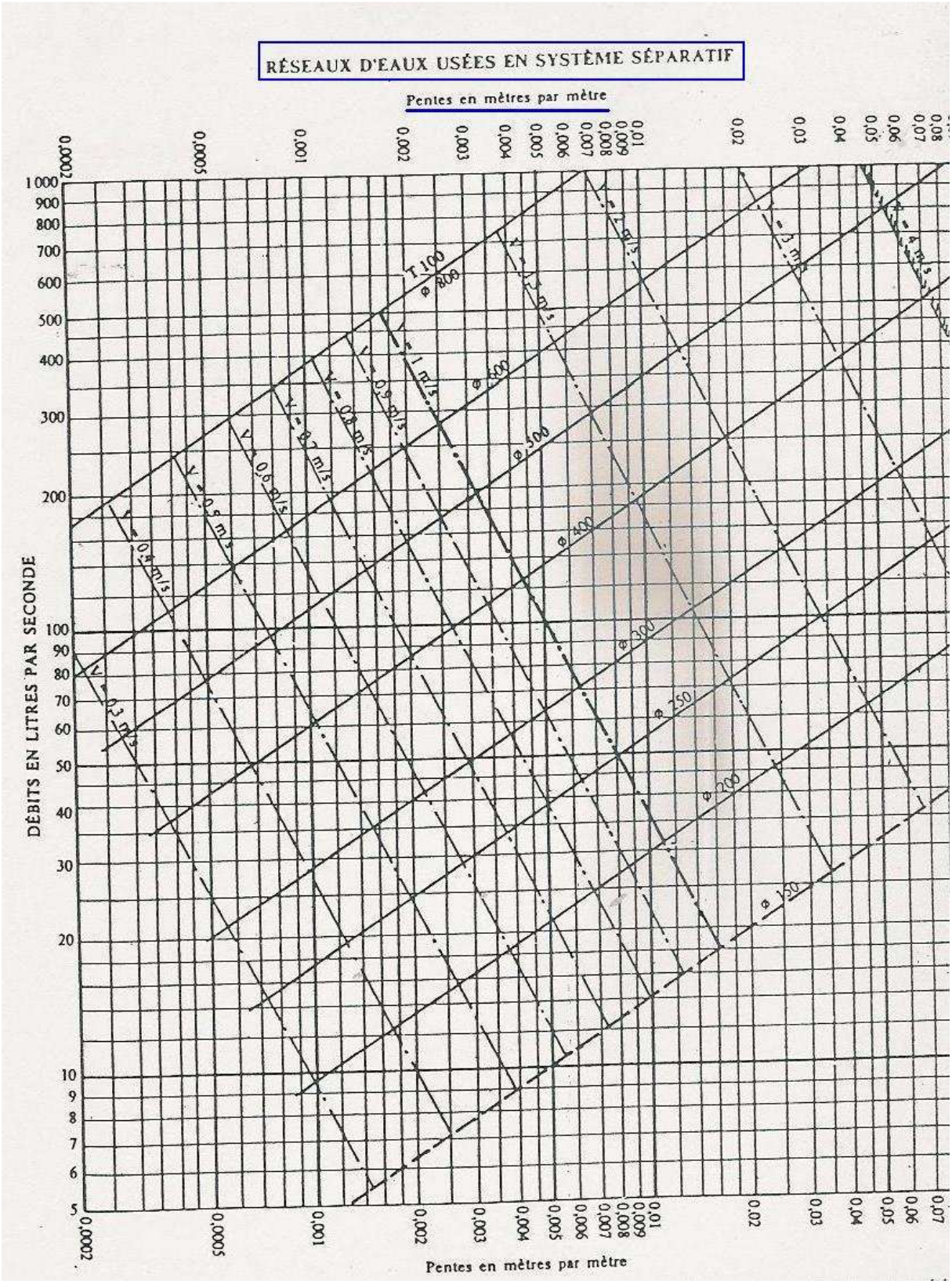
* Le remplissage de la conduite doit être assuré au 2/10 du diamètre pour le débit moyen des eaux usées et doit assurer une vitesse d'écoulement au minimum de 0,30 m/s. (Voir abaque donnant les variations de débit des eaux usées et de vitesse en fonction de la hauteur de remplissage).



Exemple :

- **Pour r_Q = 0,40, on obtient r_V = 0,95 et r_H = 0,43.**
- **Pour Q_{PS} 1/10, on obtient r'_V = 0,55 et r'_H = 0,17**
- **Pour Q_{PS} 2 /10, on obtient r'_V = 0,75 et r'_H = 0,27**

Pente : les pentes des canalisations seront si possible un peu plus fortes en tête qu'en aval. La pente minimale admissible pour un réseau de petite section et de 5%°. (Voir abaque donnant le débit maximum en fonction de la pente et le diamètre).


RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF
Pentes en mètres par mètre
DÉBITS EN LITRES PAR SECONDE
Pentes en mètres par mètre
0,0002
0,0005
0,001
0,002
0,003
0,004
0,005
0,006
0,007
0,008
0,009
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06
0,07
0,08
1 000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
9
8
7
6
5
V = 0,3 m/s
V = 0,5 m/s
V = 0,6 m/s
V = 0,7 m/s
V = 0,8 m/s
V = 0,9 m/s
V = 1 m/s
V = 1,2 m/s
V = 1,5 m/s
V = 2 m/s
V = 3 m/s
V = 4 m/s
ø 800
ø 600
ø 500
ø 400
ø 300
ø 250
ø 200
ø 150

STR PVC

Syndicat des Tubes et Raccords en PVC

NOTE DE CALCUL

DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES CANALISATIONS D'ASSAINISSEMENT SELON LA NORME NF EN 752-4 (Formule de COLEBROOK)

Caractéristiques de l'affaire

- Titre de l'Affaire :
- Maître d'oeuvre :
- Entreprise(s) :
- Rédacteur :

Date : 11/11/2013

Hypothèses de calcul

Taux de remplissage : **100 %** Rugosité : **0,05 mm** Viscosité cinématique : **1,12 E-6 m2/s**

Tronçon N°	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pente (%)	Diamètre mini (mm)	Diamètre int.(mm)	Type tuyau
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7	500	2,681	1	487,3	459	PVC STRUCTURE CR8 DN 500
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

Note de calcul établie avec le logiciel STR PVC Assainissement

III) Réseaux pseudo-séparatifs :

Les valeurs de débits en système pseudo-séparatif s'obtiendront par le cumul des débits pluviaux et des pointes d'eaux usées. Toutefois, il se pourrait qu'on ne tienne pas compte des débits pluviaux si l'équipement en pseudo-séparatif est seulement envisagé pour un petit nombre d'immeubles existants avec passage progressif au séparatif.

Dans les têtes de réseau, le diamètre des canalisations pourra être limité à 0,25 m voir 0,20 m si les risques d'obstruction sont limités.

Les pentes limites des canalisations se rapprocheront plus au moins de celles qui sont admises en régime unitaire (2/100) ou en régime séparatif et ceci en fonction des craintes qui peuvent se faire au sujet de l'intrusion de sables dans le réseau.

Remarque :

Les réseaux d'assainissement doivent être auscultés d'une manière périodique. On procédera par exemple et en cas de nécessité à un curage des ouvrages. On peut utiliser des hydro cureuses qui sont des machines automotrices pratiquant le curage de canalisations d'égout (jusqu'à ϕ 600 mm) au moyen d'un jet d'eau sous très forte pression (70 à 200 bars). Dans les égouts de petite section, on effectuera des chasses (commandées ou automatiques) pour entrainer les matières déposées.

Une hydrocureuse

Exercice 1:

Le débit moyen en eau usée d'une agglomération est de 20l/s, moyennant un coefficient de pointe global égal à 2, une pente du terrain naturel de 4.10^{-4} et dans une conception de réseau séparatif, calculer le diamètre du collecteur et vérifier la condition d'auto-curage

Réponse : $Q = 70\ R^{2/3}\ I^{1/2}\ S$ or $R = D/4$ et $S = \frac{\pi D^2}{4}$ soit $\mathbf{Q = 22\ D^{8/3} \sqrt{I}}$

Il faut calculer D pour le débit de pointe, I doit être prise à 0,5% (pente minimale admise).
Q = 0,040 m3/s; $I = 5.10^{-3}$ soit D = 25 cm. Avec Ce diamètre et ce débit, on obtient une vitesse V = 0, 76 m/s.

La condition d'auto-curage doit être respectée afin d'éviter les dépôts.

D'après l'abaque, pour le 2/10 du diamètre, le rapport des vitesses est de 0,6. La vitesse pour ce rapport de vitesse sera donc V = 0,76 x 0,6 = 0,45 m/s (> 0,3 m/s donc la condition d'auto curage est remplie).

En Conclusion **i**l faut véhiculer le débit d'eau usée dans une conduite ϕ250 sous une pente de 5%°.

Exercice 2 :

On projette d'assainir un village de 5000 habitants en installant un réseau de collecte ainsi qu'une station d'épuration. La dotation en matière de consommation d'eau potable est de 80 l/j/habitant. Que proposez-vous pour le dimensionnement.

1) **nature du réseau** : on optera pour un réseau séparatif puisque la taille de l'agglomération n'est pas trop importante et compte tenu du fait qu'il y aura une station d'épuration.

2) **Calcul des débits** : les besoins moyens en eau potable seront de 4,6 l/s, le débit des eaux usées en temps sec sera Q = 4,6 x 0,8 = 3,7 l/s. le coefficient de pointe horaire sera $C_{p,h}$ = 1,5 + (2,5/√3,7) = 2,8.

Le débit de pointe horaire des eaux usées sera Q_u = 2,8 x 3,7 = **10,4 l/s, avec un coefficient de pointe journalière de 1,25, le débit de pointe sera Q = 10,4 x 1,25 = 13 l/s**

Travaillons avec le diamètre minimal requis (20cm) et la pente minimale (5%°).

A pleine section, la surface mouillée est $S = \Pi\ d^2 / 4 = 0{,}03\ m^2$.
Le périmètre mouillé sera $P = \Pi d = 0{,}63m$.
Le rayon hydraulique est $R_h = 0{,}05m$.

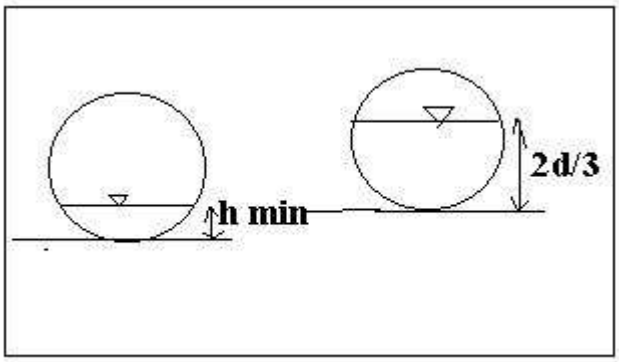
$V = 70x\ R_h^{2/3}\ x\ I^{1/2}$ soit V **= 0, 68 m/s**

Le débit sera Q = 0,03x 0,68 = **20,4 l/s (**ce débit est largement supérieur au débit de projet (13 l/s).

Pour les 2/10 du diamètre, on a d'après l'abaque un rapport de vitesses de 0,6 ; V/0,68 = 0,6 d'où V = 0,4 m/s > 0,3 m/s (La condition d'auto curage est donc remplie).
En conclusion, l'effluent sera canalisé selon un diamètre ø 200 sous une pente de 5%°.

Exercice 3 :

Dans une conduite d'eau usées de forme circulaire, le débit avec un remplissage aux 2/3 est de $0{,}3m^3$ /s, le débit minimal est de 0,2 m^3 /s sous une vitesse minimale de 0,6 m/s. calculer le diamètre ainsi que la pente de l'égout.



Réponses :

D'après l'abaque des égouts circulaires, pour 2d/3, on a un rapport des débits de 0,8, donc $Q_{2/3}$ / Q_p = 0,8, soit 0,3/Q_p = 0,81d'où Q_p = 0,37 m^3 /s.

Qmin/Qp = 0,2/0,37 = 0,5 pour ce rapport de débit correspond un rapport de vitesses de 0,98 donc Vmin/ Vp = 0,98 soit Vp= 0,61 m/s.
Donc Qp = 0,37 m3/s et Vp = 0,61 m/s d'où S = 0,37/0,61 = 0,6 m^2. D'où **d = 874 mm**.
Q = 70 Rh $^{2/3}$ $I^{1/2}$ S d'où Q **= 22 $D^{8/3}$ √ I soit I = 5, 8.10^{-4}**

NB: il faut voir le diamètre commercial et refaire les calculs pour vérifier les conditions d'écoulement.

Exercice 4 :
Le débit moyen des eaux usées dans une ville est de l'ordre de 50 litres/jour/habitant. On veut installer un nouveau collecteur pour assainir une population de 20000 habitants localisée dans de nouveaux lotissements. Ce collecteur sera branché à l'égout public. Le débit des eaux pluviales à drainer a été évalué à 623 l/s, calculer le débit d'eaux usées et le débit total. Sachant qu'il s'agit d'un réseau unitaire et que la pente est de 5%°, calculer le diamètre du collecteur.

Réponses :

a) le débit moyen d'eaux usées sera Q = 20000 x 50 = 12 l/s. le coefficient de pointe est c_p = 1,5 + (2,5/√12) = 2,22.

Q_{pointe} = 12 x 2,22 = 26,64 l/s. le débit total à véhiculer sera Q = 623 + 26,64 = **650 l/s**
Le débit à véhiculer est tel que Q **= 60 $R^{3/4}$ $I^{1/2}$ S** avec R = d/4 et S = Πd^2 /4. Soit alors :

Q =1,15 $d^{11/4}$.

Tout calcul fait, on trouve d = 811 mm. En pratique, on adopte le diamètre **ø 800** (buse en béton vibré).

Verification des conditions d'auto curage :

1) Eaux pluviales : à pleine section, V = 1,3 m/s (pour Q_p /10 le rapport des vitesses est 0,55) ; V/1,3 = 0,55 donc V = 0,73 m/s ainsi la première condition remplie.
2) Eaux usées : pour 2/10 du diamètre, le rapport des vitesses d'après l'abaque est de 0,6.

V/1,3 = 0,6 d'où V = 0,78 m/s (> 0,3 donc deuxiéme condition d'autocurage remplie)

Remarque :

La pose de ce collecteur nécessitera :

- des terrassements en terrain naturel
- une mise en remblai et compactage
- pose d’un lit de sable
- création de regards de visite
- confection et mise en place de boites de branchements
- raccordement à l’égout public

IV) Installation des canalisations :

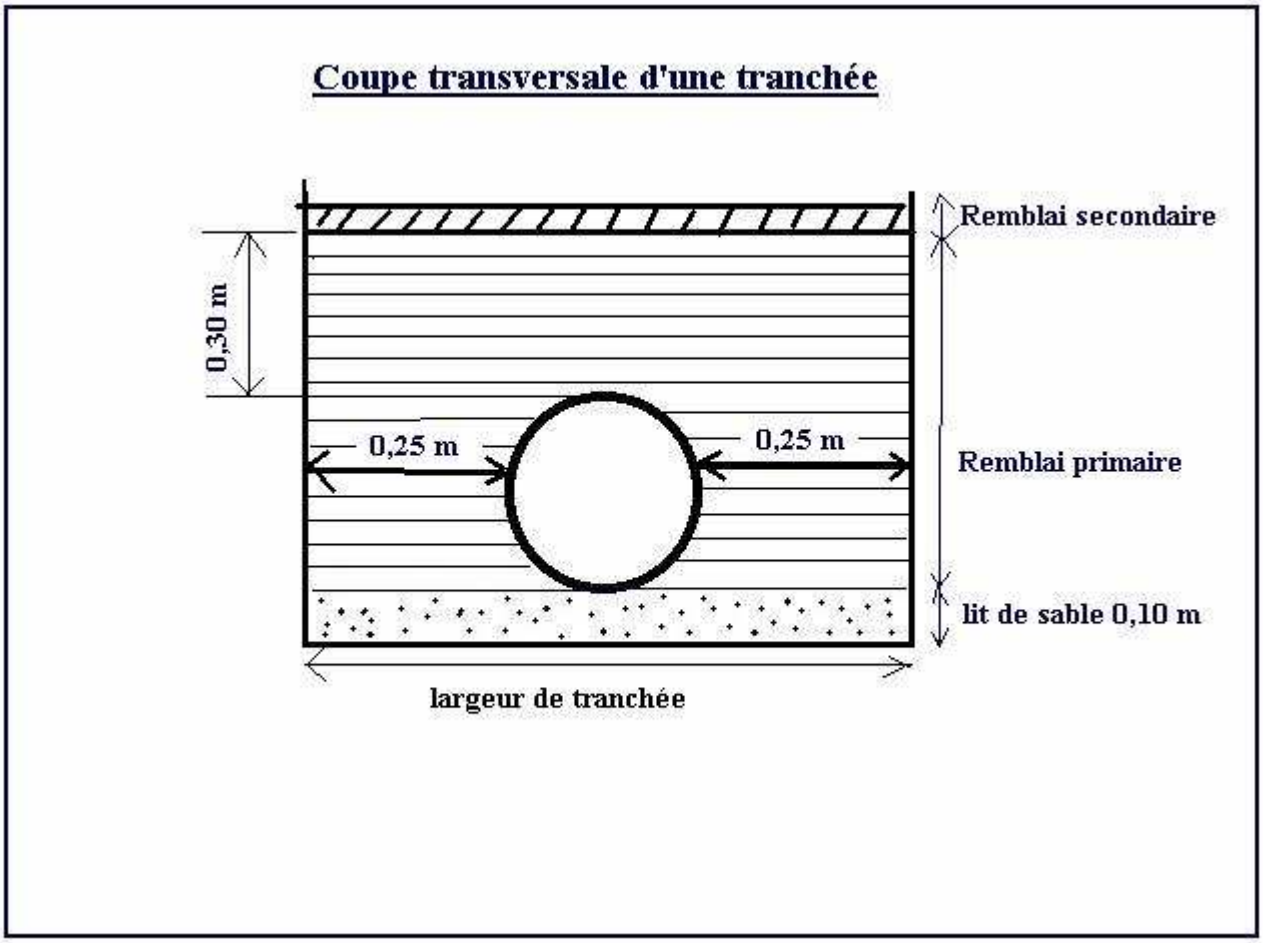
Les conduites les plus utilisées en assainissement sont :

- le PVC.
- le PEHD.
- Le CAO.

Le tracé des canalisations doit être optimisé (minimiser tant que possible la longueur) tout en tenant compte du contexte topographique local. Les petits accidents du terrain seront effacés par un léger déblai ou remblai, compensés en volume de terrassement sur une distance aussi faible que possible.

Les conduites pour égouts sont souvent installées en tranchée, celles d’eau potable peuvent être soit en tranchée, soit aériennes.

Lorsque le terrain ne risque pas d’affaissements dus aux variations de charge et ne présentant pas d’arêtes rocheuses, on peut creuser une tranchée de profondeur 1m environ et poser les conduites sur un lit de sable de 10 cm environ. En cas de mauvais terrain, on peut confectionner des dès en maçonnerie ou une dalle en bêton. Les calculs de cubature concernant les déblais, les remblais et le sable se font par tronçon et par branche et portent sur les volumes.



Pour la largeur de la tranchée, on peut adopter les valeurs suivantes :

Diamètre de la conduite Ø	**Ø<= 200 mm**	**200<Ø<=400 mm**	**400<Ø<=600**	**Ø> 600 mm**
Largeur de la tranchèe en m	**0,60**	**0,90**	**1,20**	**Ø + (2x 0, 40m)**
Profondeur (m)	**0,80 + 1,2 Ø +0,10**	**1,50 + 1,2 Ø +0,10**	**1,50 + 1,2 Ø +0,10**	**2 + 1,2 Ø +0,10**

Les conduites de grande section qui étaient exécutées en maçonnerie sont maintenant le plus souvent en bêton. Les ovoïdes utilisés maintenant exclusivement pour l'assainissement sont préfabriqués en béton armé lorsqu'il s'agit de poser une conduite sur un lit de sable et pour des considérations de résistante, il est prudent d'exiger des entrepreneurs un arc d'appui de 60° à 120%. La résistance augmente lorsque l'angle d'appui augmente. On a donc intérêt à avoir α = 120°

V) <u>Classes de résistance des tuyaux</u> :

Si on considère le cas du CAO (ciment armé ordinaire, matériaux agrées par les régies en canalisation d'assainissement), on peut considérer trois classes de résistance : 60 A, 90 A, 135A. Ces valeurs exprimant la charge minimum exprimée en KN / m^2 que doit supporter un tuyau avant de casser. Par exemple un tuyau ϕ 600 série 90 A devra supporter comme charge de rupture par ml :

0,6 m x 1 m x 90 KN = 54KN/ml

<u>Recouvrement des conduites en tranchées</u> :

La quantité de remblai est fonction du diamètre de la conduite ainsi que la charge qu'elle peut supporter. Il existe des tableaux donnant la couverture minimum et maximum au dessus de la génératrice supérieure des conduites selon leurs classes.

- <u>Terrassement</u>s :

Le volume des terrasements est donné par la formule : **V = dxlxH**

Avec V = volume, d = distance entre les regards (extraites a partir du profil en long), l = largeur de la tranchée, H = hauteur de terrassement.

La largeur de la tranchée est **l = Ø (interieur) + 2e + d**

Avec Ø = diamètre de la conduite, e = epaisseur de la conduite, d = distance de part et d'autre des génératrices de la conduite.

Le volume du lit de pose est **V = dxlxh**

Avec V = volume, d = distance entre les regards (extraites a partir du profil en long), h = hauteur du lit de pose.

Le volume du remblai primaire est **V= d ((Øint + 2e +0,30)xl – S)**

Avec V = volume, d = distance entre les regards (extraites a partir du profil en long), l = largeur de la tranchée, S = surface de la conduite.

Le volume du remblai secondaire est :

V = (volume total des terrassements) – (volume du remblai primaire) – (volume du lit de pose) – (volume de la conduite)

On peut donc avoir un tableau de ce type :

Tranchée (m)			Volumes (m3)				
diamètres	**profondeur**	**largeur**	**déblais**	**Lit de pose**	**remblai**	**évacuations**	**cout**
500	1,5	1,2	2,52	0,18	2,31	0,21	
600	1,5	1,2	2,66	0,18	2,37	0,3	
700	1,5	1,5	3,51	0,23	3,11	0,4	
800	1,5	1,6	3,94	0,24	3,41	0,53	
1000	2	1,8	5,76	0,27	4,94	0,82	
1100	2	1,9	6,31	0,29	5,31	1	

<u>Etude des charges</u> :

En relève deux sortes de charges :

- Les **charges statiques** Q dues aux remblais augmentant avec la hauteur de couverture (Q est exprimé en daN par m).
- Les **charges roulantes** Q' correspondant au croisement de deux camions. Q' est également exprimée en daN / m. Dans certain cas très rares où on est sur qu'il n'y a pas et qu'il n'y aura jamais de charges roulantes, on peut laisser de côté Q'.

La charge de référence Pr à laquelle doit résister un tuyau sans se rompre s'établit donc comme suit :

$$Pr = \frac{a\,(Q+Q')}{m}$$

a est un coefficient de prise en compte de la qualité, de la régularité et du suivi de la fabrication.
a = 1,3 pour les usines dotées d'un laboratoire contrôlant la fabrication de façon continue.
a = 2,5 dans les autres cas (en pratique c'est à proscrire).

m est coefficient de pose, il dépend de la nature du sol ainsi que du soin apporte à l'exécution. Si les travaux sont soigneusement réalisés, on considérera deux cas :

1) m = 2,3 si $\phi \leq 500$ mm
2) m = 2 si $\phi > 500$ mm

Exercice d'application :

Pour évacuer des eaux pluviales et certaines usées par des canalisations circulaires provenant d'usines agrées et qui seront exécutées soigneusement, un projet d'assainissement relève les données suivantes :

* Le débit équivalent Qe = 0,7 m3/s
* La pente équivalente I = 6%
* Charge de remblai Q= 2350 DaN/m
* La hauteur de recouvrement est H = 1m

Déterminer la charge rupture minimale garantie par le fabriquant, on admettra que la charge roulante présente les 9/4 de celle du remblai.

Réponse :

Pr = a(Q+Q')/m avec a = 1,3 ; Q = 2350 daN/m et Q' = 9 /4 Q

soit Q' = 5287,5 daN/m.

Calcul de m :

Réseau unitaire donc $Q = 60\ R^{3/4}\ I^{1/2}\ S$ soit $0,07 = 1,29\ D^{11/4}$ d'où D = 80 cm ce qui impose m = 2.

Donc Pr = 1,3 x (2350+5287,5) /2 soit **Pr = 4964 daN/m**

VI) Les ouvrages d'assainissement

VI - Description des ouvrages :

A) Réseaux unitaires et réseaux pluviaux en séparatif :

A.1 Ouvrage de collecte :

A.1.1 Canalisations :

On utilise des tuyaux en fonte, en ciment ou en plastique, pour les petits débits on utilise des tuyaux circulaires dont le diamètre minimal est 0,3 m les autres diamètres normalisés sont 0,40 m - 0,50 et 0,60 m. Pour les dimensions supérieures on fait appel aux égouts ovoïdes qui ont l'avantage d'assurer au faible débit un meilleur écoulement que les tuyaux circulaires. Ces sections comportent parfois à leur partie inférieure une rigole de faible largeur appelée cunette qui facilite l'écoulement des faibles débits en retardant le dépôt de matières solides.

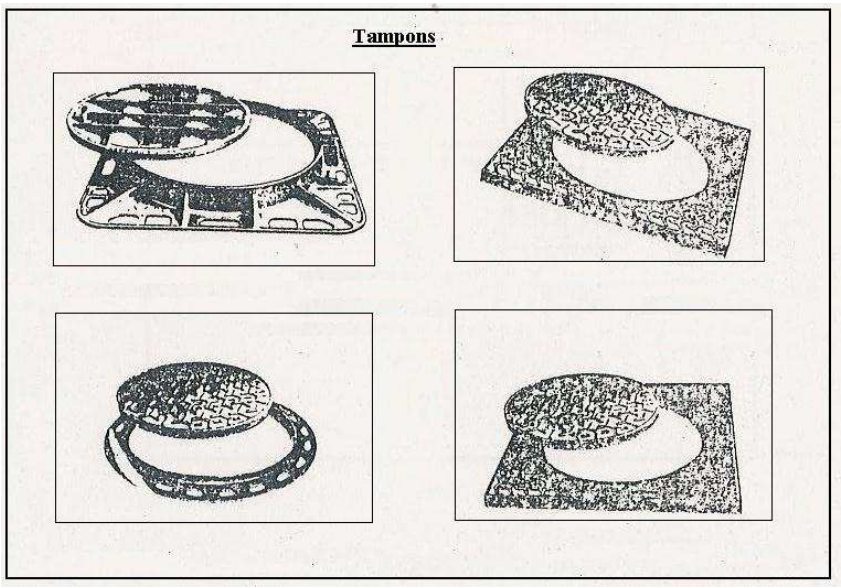
A.1.2 Emissaire d'évacuation :

Ces ouvrages concernent surtout les grandes villes et sont souvent placés juste en amont de stations de traitement. Ces ouvrages sont généralement précédés de bassins de dessablement.

A.2 Ouvrages annexes

A.2.1 Caniveaux :

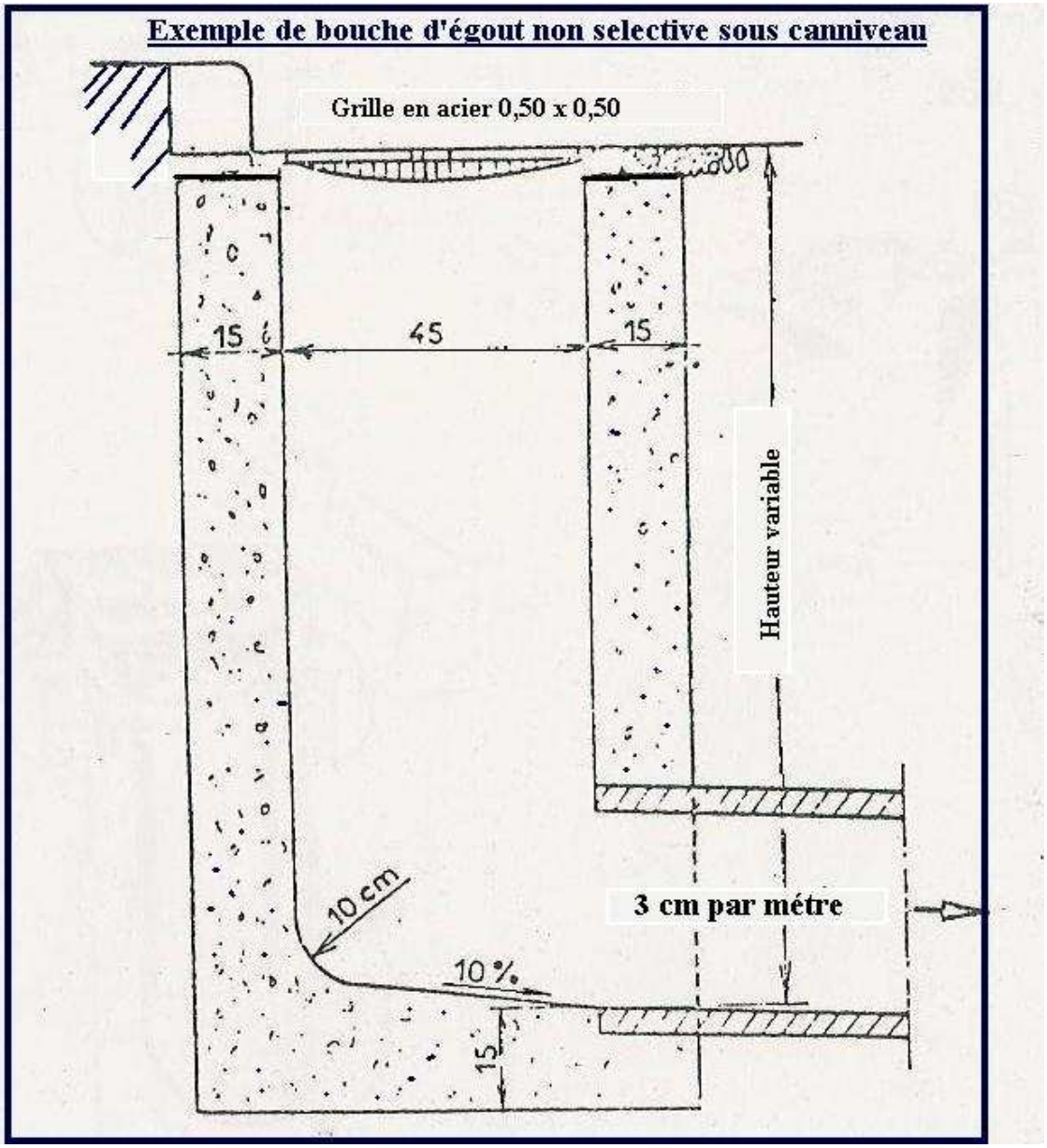
Ils sont destinés à collecter jusqu’à des bouches d’égout les eaux de la voirie. Ils sont souvent placés dans des bordures de trottoir.



Un avaloir à grilles

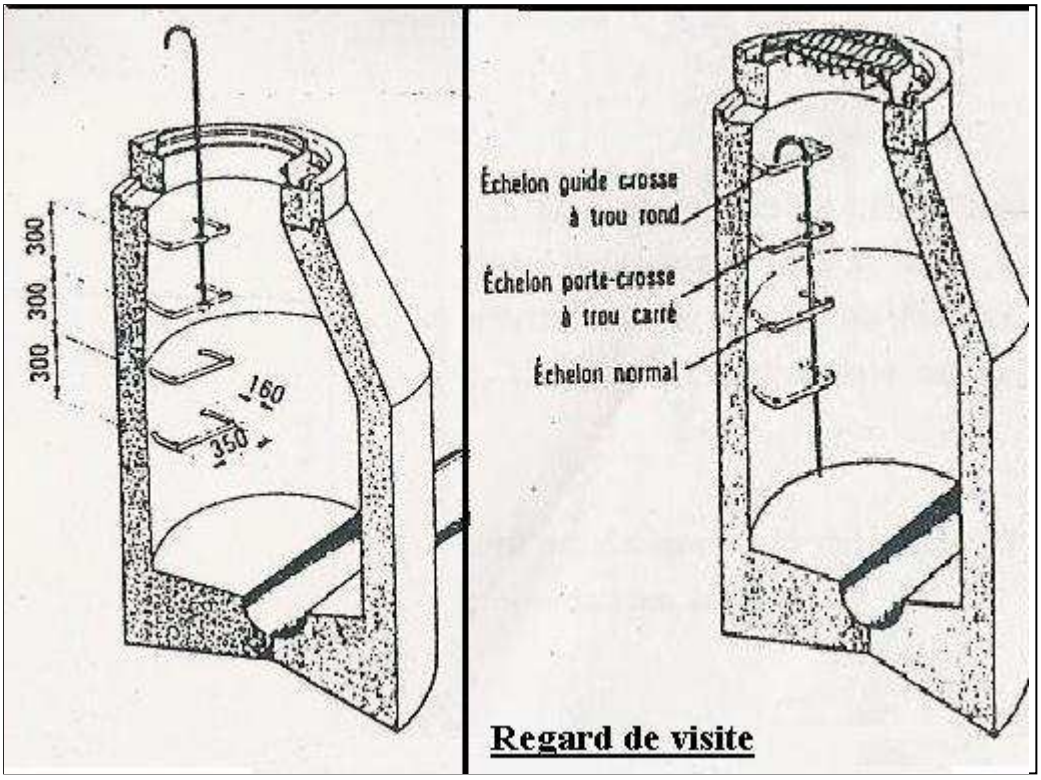
A.2.2 bouche d’égout :

On distingue les bouches ouvertes et les bouches sélectives (qui stoppent les détritus). Elles se trouvent aux points bas des rues ou parfois en cours de pente si la rue est très inclinée.



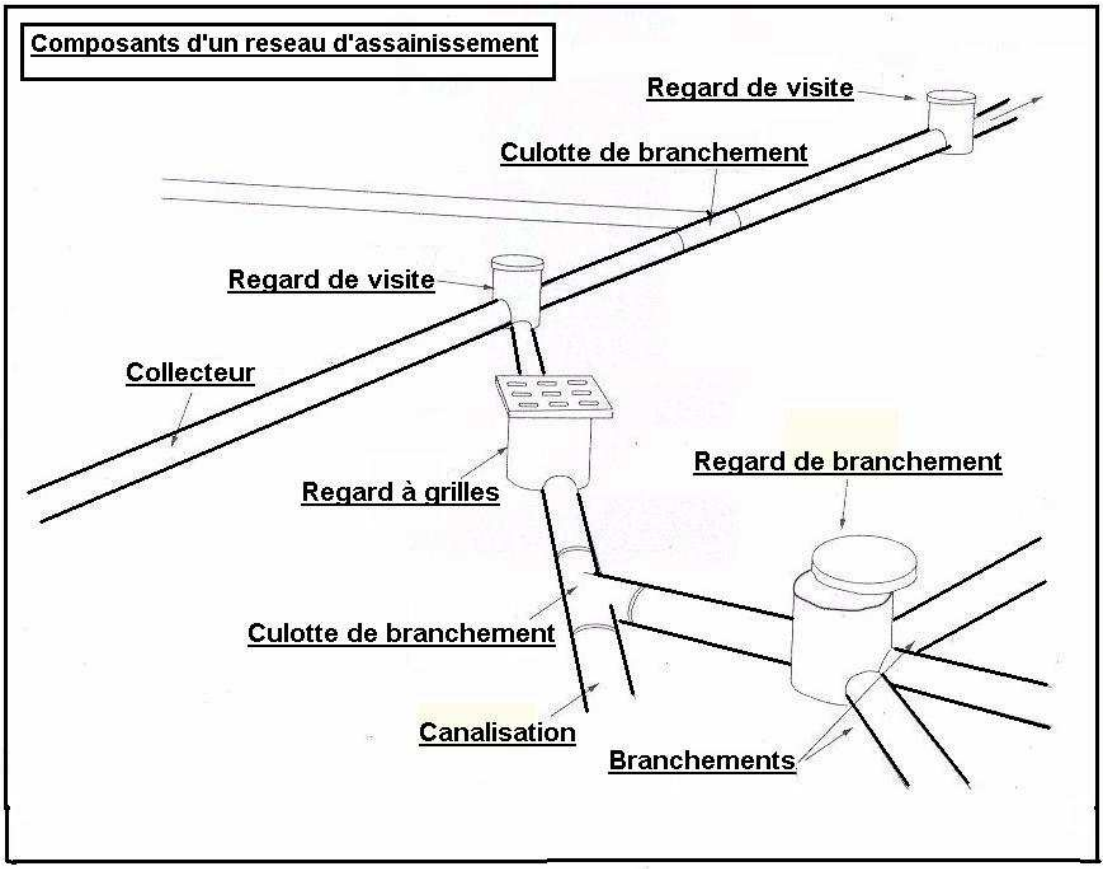
A.2.3 <u>Regards</u> :

Sur les canalisations non visitables, on prévoit un regard de visite aux changements de direction, à certains changements de pente et tous les 35 m au moins. Sur les égouts visitables, les regards d'accès sont espacés au minimum de 50 m. L'accès au regard est obturé par un tampon en fonte ou en béton armé susceptible de supporter les charges.



A.2.4 <u>Branchement particuliers</u> :

En système unitaire, il y a un branchement unique pour immeubles par les eaux pluviales et les eaux usées. Son diamètre est au maximum de 0,20 mètre. La pente des conduites doit être supérieure à 3% et le tracé rectiligne.



A.2.5 Bassins de dessablement :

Les sables sont retenus en principe par les bouches sélectives. Néanmoins, il se pourrait qu'il soit nécessaire de disposer de bassins de dessablement sur le réseau et en particulier sur les collecteurs secondaires avant leur raccordement au collecteur général.

A.2.6 Déversoirs d'orage:

Ils permettent sur un réseau unitaire de dériver les eaux pluviales. Ces eaux ont été mélangées avec les eaux usées, à ce propos le débit de la rivière doit être compatible avec cette dilution de façon à ce que l'auto-épuration soit efficace.

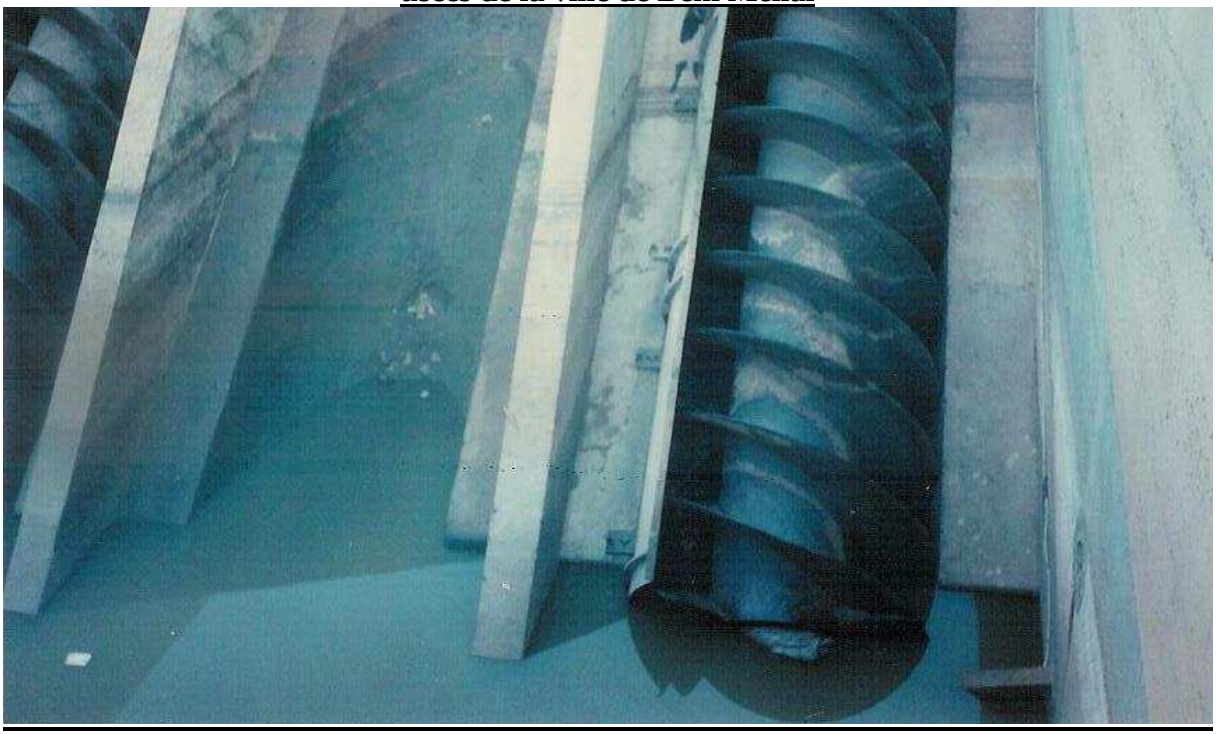
A.2.7 Siphons :

Ce sont des ouvrages permettant la traversée d'obstacle (chaussée, voie ferrée, rivière...etc.)

A.2.8 Station de relevage :

Lorsque la pente est insuffisante pour assurer une évacuation par gravité sur l'ensemble du réseau, on dispose de poste de relèvement, soit à l'arrivée sur la station d'épuration (généralement par le biais d'une vis d'Archimède), soit dans le corps du réseau pour la desserte des zones basses.

Vis d'Archimède pour pomper les eaux usées à l'entrée de la station de traitement des eaux usées de la ville de Béni Mellal



VII) Quelques règles pratiques pour la conception de réseaux :

I) Règles générales :

I.1 Regards :

Il faut implanter un regard à chaque singularité du collecteur. Sont des singularités les situations suivantes :

- Changement de diamètre
- Changement de côte de radier (chute)
- Changement de pente ou de direction
- Intersection avec un autre collecteur

Entre deux singularités, il convient d'ajouter des regards supplémentaires pour que l'intervalle entre deux regards ne dépasse pas :

* 80 m sur les collecteurs de $\phi \leq 1500$
* 100 m sur les collecteurs de $\phi > 1600$.

Concernant l'intersection de collecteurs et pour éviter les points de perturbation hydraulique qui ralentissent les écoulements et favorisent les obstructions, il faut veiller à ce que l'angle de raccordement de deux collecteurs soit inférieur à 60°.

I .2 Branchements particuliers :

- Pente de la canalisation au minimum à 2%
- Diamètre : ϕ 150, ϕ 200, ϕ 300, (en général ϕ 200), le diamètre doit être toujours inférieur a celui du collecteur sur lequel on a le raccordement.

VIII) Gestion des réseaux d'assainissement :

1) Introduction :

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principal objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des opérations de conservations.

- L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance.

- L'exploitation par la régularisation des débits et la synchronisation : collecte, transfert, traitement.

E n plus des considérations techniques, trois facteurs de coûts sont en présence : les dépenses d'investissement, d'amélioration, les dépenses d'entretiens courantes et les dépenses d'exploitation qui ont des relations dépendantes entre elles.

2) Diagnostic et Réhabilitation des réseaux :

Les réseaux d'assainissement peuvent au bout de quelques années présenter des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'assainissement, de restreindre la pérennité des ouvrages ou de nuire à l'environnement.

On peut distinguer les anomalies suivantes :

2- 1 Perturbations du fonctionnement du système d'assainissement :

* Fissures de canalisations
* Joints mal faits ou dégradés
* Fuites de réseaux d'eau potable
* Agressivité des effluents
* Fuites d'effluents industriels comportant des substances toxiques

2.2 Restriction de la pérennité des ouvrages :

* Remblais mal compactés au dessus des canalisations
* Dégradation de l'état de la conduite
* Racine d'arbres, chiffons...etc. introduits à l'intérieur de conduites.

2. 3 Nuisances à l'environnement :

* Eaux usées dans la conduite d'eaux pluviales (dans le cas du système séparatif)

Exemple d'appels d'offres en assainissement :

Avis lancé par l'ONEP le 11/04/2008

Objet : travaux d'assainissement liquide de la ville de Sidi Kacem

Consistance des travaux :

- fourniture, transport et pose de 5933 ml de conduites en béton armé de diamètre variant entre 300 et 600mm y compris ouvrages annexes.
- Réalisation de branchements particuliers : 560 boites de branchement, 610 regards et 5600 ml de conduites de branchements en PVC série 1 de diamètre 200 mm.
- Réalisation d'un déversoir d'orage

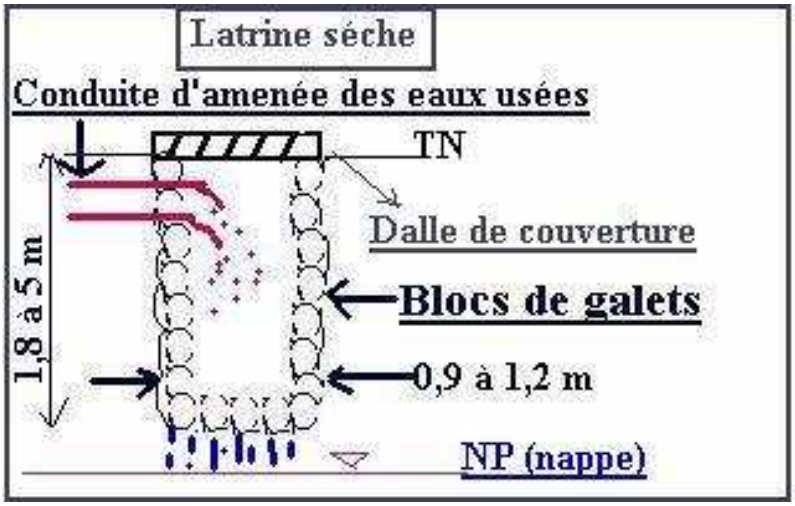
Délai d'exécution : 10 mois
Caution provisoire : 375 000,00 Dhs
Projet financé par : (JBIC) et la municipalité de Sidi Kacem.

VIII) L'assainissement autonome ou individuel :

En absence d'un réseau d'assainissement comme c'est le cas en milieu rural, les agglomérations doivent être dotées d'un système d'évacuation et d'un exutoire. Ceci pourrait se produire également en milieu urbain lorsque les habitations à assainir se trouvent topographiquement basses par rapport au réseau d'assainissement existant.

Les différents systèmes pratiqués :

1) Latrine sèche :

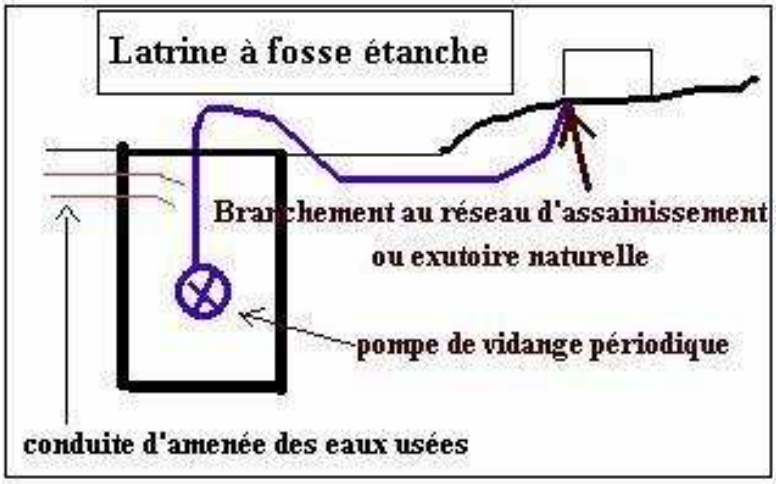


Le rôle principal à jouer par ce genre d'ouvrage est l'infiltration de l'effluent « partiellement épuré » dans le sous sol. Ce système est composé d'une fosse creusée dans un sol perméable au dessus du niveau piézométrique. Des blocs de galets sont posés verticalement autour des parois pour servir de filtre. La fosse est munie d'une dalle en ciment pour fermeture et inspection. Les conditions nécessaires pour réaliser un tel système sont :

- perméabilité du sol > 5 mm/h
- niveau piézométrique de la nappe >2m.

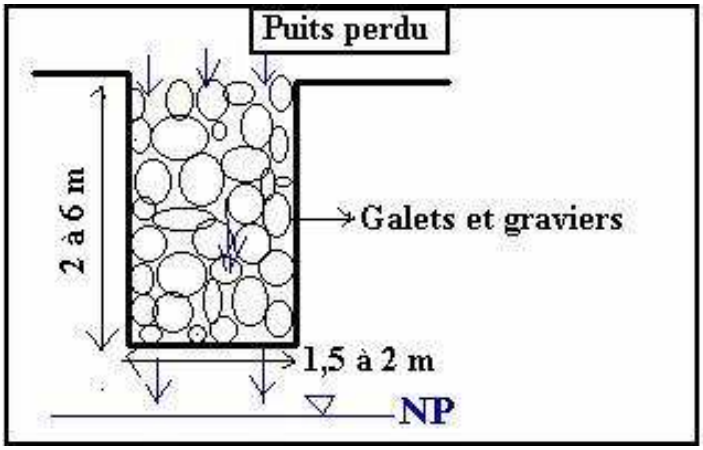
Ce système ne doit pas être construit dans l'enceinte de l'habitat. Dans certains cas, la latrine peut recevoir une partie des eaux pluviales par l'intermédiaire de petits caniveaux. Ceci à l'avantage d'apporter « un débit sanitaire » pour diluer les effluents. Le problème majeur posé engendré par ce genre de système est l'odeur qu'il dégage ainsi que les insectes qu'il peut attirer.

2) Latrine à fosse étanche :



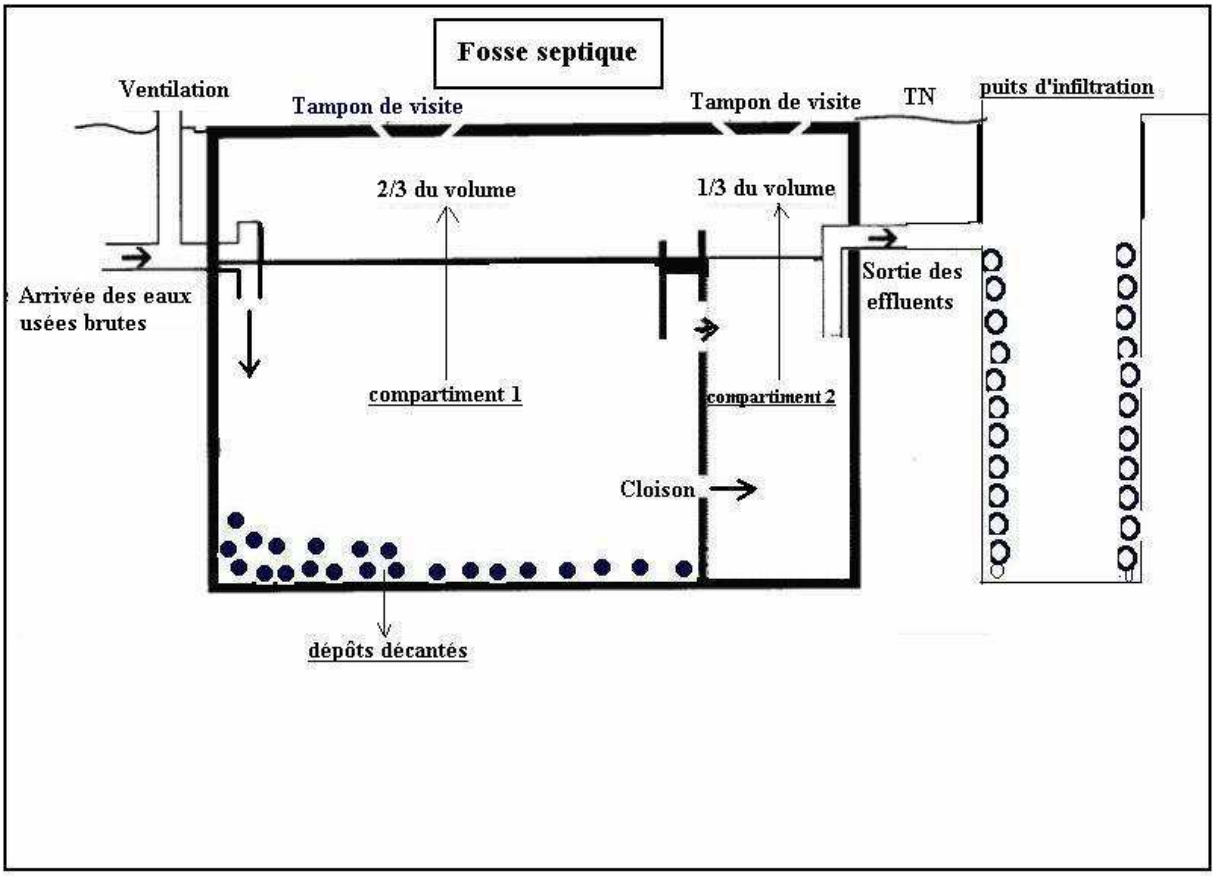
Ce système est souvent pratiqué dans les zones se trouvant à une côte topographique plus basse par rapport à un réseau d'assainissement existant. Les parois de la fosse sont étanches, une pompe à l'intérieur est branchée au réseau d'assainissement et permet de refouler les effluents collectés vers le réseau d'assainissement.

3) <u>Le puits perdu</u> :



Ce système est pratiqué en zone perméable, il est constitué d'une fosse à parois naturelles et comblée de gros graviers jouant le rôle de filtre.

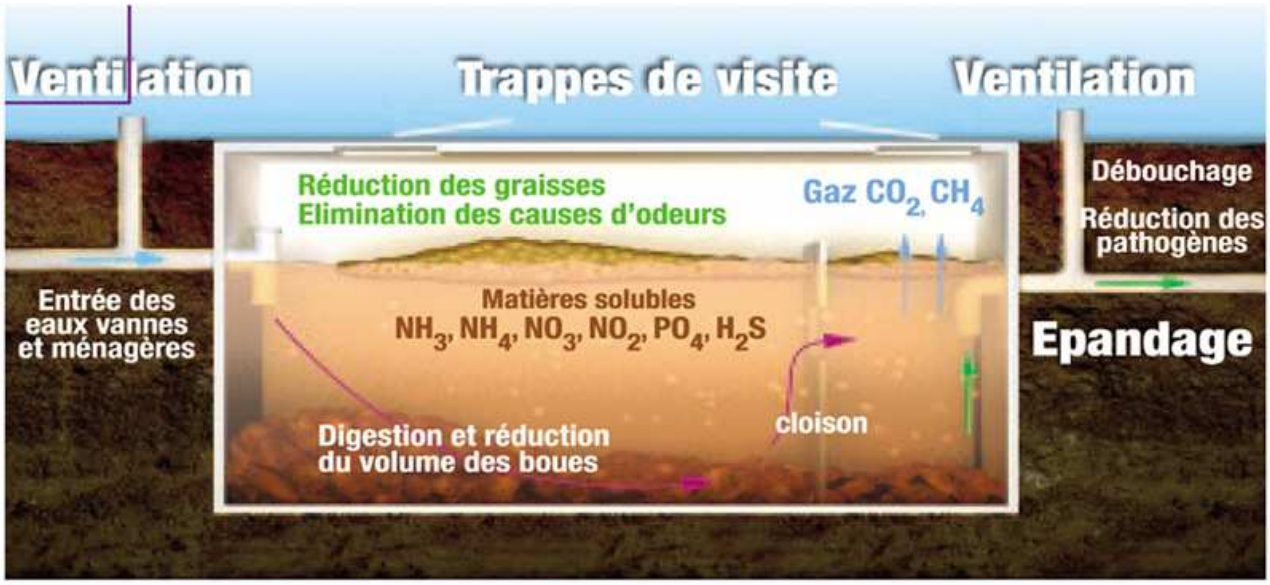
4) <u>La fosse septique</u> :



Ce système est de loin le plus efficace et moderne pour l'évacuation des eaux usées. Il se compose principalement de :

- une fosse compartimentée (2/3 ; 1/3 du volume total) et d'un puits d'infiltration pour les effluents épurés provenant de la fosse. Le compartimentage est important à deux niveaux :

- la décantation des particules en suspension.
- La fermentation due aux micro-organismes utilisant les matières organiques biodégradables. Ceci a pour effet de liquéfier partiellement les boues constituées.
- Le volume des boues dans la fosse sceptique ne doit pas depasserles 2/3 de son volume utile pour éviter le colmatage des dispositifs d'épuration –évacuation.



Le volume des eaux usées pour le dimensionnement d'une fosse est donné par la formule :

$$\mathbf{V\ (eaux\ usées) = (1{,}33 \times Q \times N \times T_r\ ) + V_b}$$

V (eaux usées) = volume en litres
Q = volume d'eau entrant dans la fosse (litres/usager/jour) , c'est la dotation en eau potable.
N = nombre d'usager
T_r = temps de rétention de l'eau en jours (gènèralement 3 jours).
V_b = volume des boues accumulès.

Le volume des boues est $\mathbf{V_b = 3 \times P \times A_c \times T_v}$

Avec P = population (nombre d'usagers), A_c = taux d'accumulation des boues (0,04 m3/an/habitant), Tv = fréquence de vidange de la fosse (2 à 3 par an, dans les calculs, ½ ou 1/3….).

Le volume total de la fosse est $\mathbf{V_t = V_{e.u} + V_b}$

Exemple :

Une famille de 5 personnes habitant une maison en milieu urbain. En adoptant Q = 100 l/usager/jour et T_r = 3 jours, on obtient V = 1,33 x 100 x 5 x 3 soit V = 2 m^3.

Le volume des boues est V = 3 x 100 x 0,04 x 1/3 soit V = 4 m3

Le volume total sera donc V = 6 m3

On peut donc concevoir le bloc des boues 1m (largeur) x 2m (longueur) x 2m (profondeur) et l'autre bloc à section carrée de dimension 1m (largeur) x 1m (longueur)x 2m de profondeur.

En matière d'entretien, il faut procéder à une vidange une à deux fois tous les 3 ans.

Remarques :

- Lorsque le volume total calculè est très grand, on peut subdiviser ce volume en 2,3, 4…..fosses sceptiques.
- Le rendement des fosses septiques à la sortie correspond à un abattement de 50% au niveau de la DBO_5.

Méthodologie et plan d'une étude d'assainissement

Mission A : Analyse et diagnostic de la situation existante :
- analyse du réseau actuel, cartographie, stations de traitements existants.

Mission B : Identification, comparaison et choix des variantes.

Mission C : Etude du plan directeur d'assainissement :
- études démographiques et de développement urbain.
- évaluation des flux d'eaux usées.
- Evaluation des risques d'inondations.
- Identification des contraintes environnementales (qualité des rejets traités).
- Identification des réseaux à mettre en place.
- Identification des types de traitement à adopter.

Mission D : Etude APS et APD de la tranche d'urgence.

Mission E : Etudes organisationnelles.

Mission F : Etude d'impact sur l'environnement.

Rejet et épuration des eaux usées

I) Introduction :

Avant d'être rejetées dans le milieu récepteur, les eaux usées doivent subir un traitement adéquat pour ne pas porter préjudice à l'environnement. C'est à ce niveau qu'intervient la nécessité d'une station de traitement. Les eaux traitées en aval de la station sont généralement utilisées pour l'irrigation.

Les eaux usées contiennent de la matière organique, des matériaux en suspension, des germes...etc. Dans les procédés d'épuration d'eaux usées, des traitements physico-chimiques sont réalisés et se situent généralement en amont des traitements biologiques. Ces derniers fonctionnent tous selon le même principe qui est la dégradation de la matière organique par des bactéries.

La charge polluante d'une eau usée s'exprime à partir des concentrations en :

- Matières en suspension (MES) : une concentration élevée est souvent attribuée au fait que les réseaux sont de type unitaire.
- Charge organique (DBO_5, DCO)
- Substances azotées et phosphorées : (éléments activant le phénomène d'eutrophisation).
- Germes témoins de contamination fécale (GT, SF, CF) : germes totaux, streptocoques fécaux, coliformes fécaux.
- Œufs d'helminthes (OH).

* L'eutrophisation est un phénomène biologique affectant des surfaces d'eau (lacs et retenues de barrages) ne subissant pas d'aération, l'enrichissement de ces eaux par le phosphore et l'azote stimule un développement anarchique d'algues avec dégagement d'hydrogène sulfuré (H_2S). Pour quantifier ce phénomène on pratique le dosage du phytoplancton (mg de chl a/m3) : chlorophylle algal par m3.

Si on considère qu'un habitant rejette 54g de DBO_5 par jour, on peut exprimer la DBO_5 d'un rejet en équivalent habitant et ce par le rapport (Poids DBO_5 du rejet(g) /54). Les opérations de mesures des charges polluantes ne sont pas toujours fiables. L'expérience montre que des prélèvements et analyses effectués sur un même site, peuvent donner des résultats très variables. Les causes en sont principalement :

- Les arrivées massives de flux polluant provenant de vidange, de rejets industriels, de déplacements de dépôts sous un effet de chasse.

- Les différents niveaux de prélèvement : radier ou mi-hauteur de l'effluent, fond, milieu ou dessus dans la bâche d'un poste de refoulement.

- Les perturbations dues à l'instrumentation.

Les résultats d'analyse dépendent également des heures de prélèvement en fonction du mode de vie des populations.

Les facteurs influant sur la composition de l'eau en matière de pollution sont nombreux. Les principaux sont : la topographie du site, l'occupation des sols, les activités humaines, le climat, la fréquence des

pluies, le nettoyage des rues. Les caractéristiques du réseau sont également déterminantes, qu'il s'agisse d'un réseau séparatif ou unitaire, avec bouches de décantation, panier sélectif,...Interviennent aussi les conditions d'écoulements, d'auto curage, les modalités d'entretien...

II) Autoépuration dans les milieux naturels :

Un effluent rejeté dans un cours d'eau peut ne pas produire de nuisances. En effet si le débit du cours d'eau est relativement important et la charge polluante de l'effluent faible, il se produit le phénomène de dilution. On parle alors de la capacité auto-épuratrice de la rivière. L'autoépuration est favorisée par une forte teneur en oxygène dissous du cours d'eau : la quantité d'oxygène excédentaire permet d'oxyder la matière organique de l'effluent.

Si la dégradation de la matière organique se fait par voie anaérobie, c'est à dire en absence d'oxygène, il se produit une fermentation qui détruit la flore et la faune aquatique en dégageant des odeurs nauséabondes et également du gaz méthane CH_4.

III) Epuration des eaux usées :

L'épuration d'une eau résiduaire doit logiquement passer par les phases suivantes :

- **Phase de prétraitement** : Elimination des éléments grossiers.

-**Traitement primaire :** Elimination des matières en suspension dont la densité est suffisamment différente de celle de l'eau.

-**Traitement secondaire** : Elimination de la pollution (généralement par voie biologique) en s'attaquant aux matières colloïdales et dissoutes.

- **Traitement tertiaire** : Elimination des pollutions résiduelles qui pourraient être gênantes en aval : germes pathogènes, azote, phosphore...etc.

III.1) Le prétraitement :

Il comporte trois phases principales :

- La séparation des éléments grossiers ou dégrillage.
- Le dessablage.
- Le déshuilage, dégraissage.

II.1.1) La séparation des éléments grossiers :

Il s'agit de faire passer l'eau à travers des barreaux plus ou moins espacés (souvent de l'ordre de 2cm). Le dégrillage a pour effet de retenir les objets les plus volumineux afin de faciliter l'évacuation des matières retenues. Ces grilles sont souvent équipées d'un râteau pour nettoyage.

II.1.2) Le dessablage :

Cette opération s'effectue dans des bassins de dessablement où l'on assure à l'effluant un écoulement calme à faible vitesse (quelques décimètres/ par seconde) ceci permet le dépôt des particules sableuses. Le dessablage est indispensable lorsque les eaux à traiter viennent d'un réseau unitaire. La principale

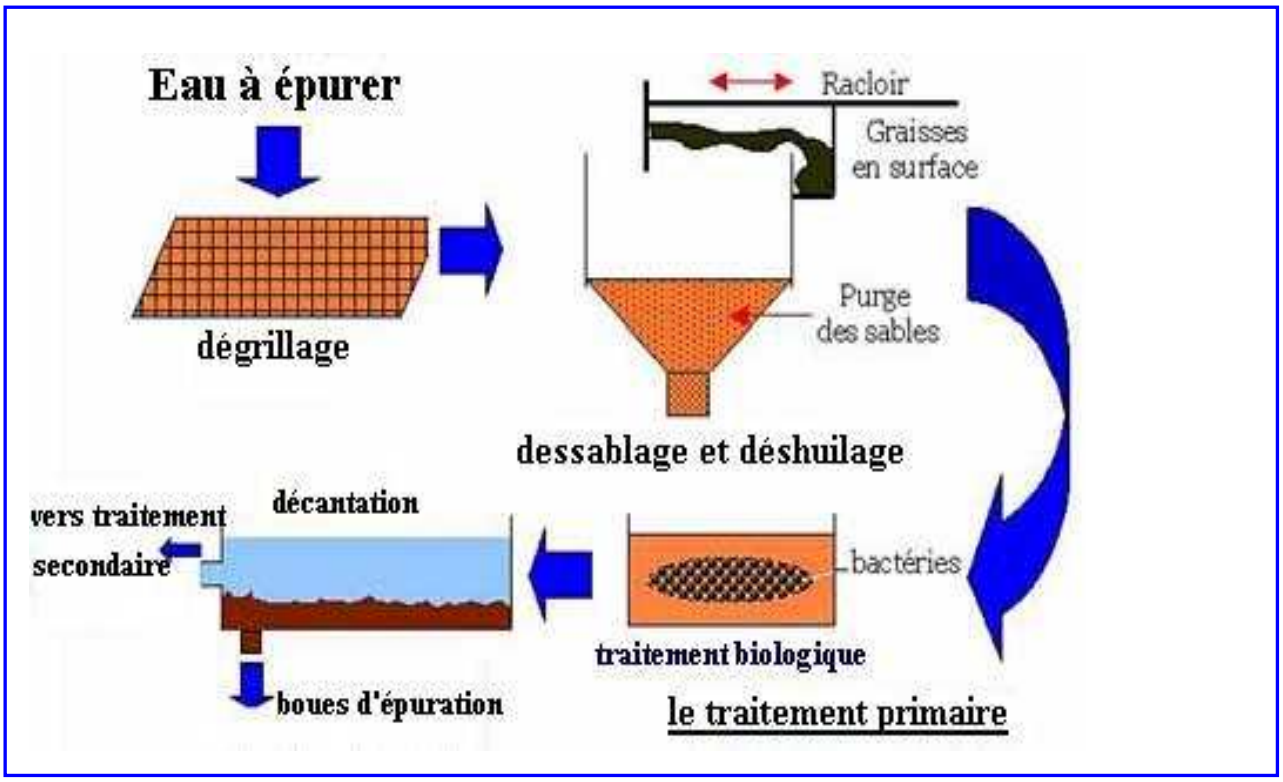
difficulté technique de ces appareils provient du débit très variable des eaux à traiter, donc d'une bonne détermination du temps de séjour dans l'ouvrage.

II.1.3) <u>Déshuilage et dégraissage</u> :

Les huiles et graisses ont tendance à flotter au repos ou à faible vitesse d'écoulement à la surface de l'effluent. On les sépare en utilisant leur plus faible densité par une opération de décantation. Cette opération est indispensable lorsque les effluents proviennent de laiterie, d'abattoirs ou d'industries pouvant rejeter des hydrocarbures.

III.2) <u>Le traitement primaire</u> :

Cette opération consiste en une décantation dans un ouvrage bétonné -(décanteur primaire)- qui permet un temps de séjour de l'ordre de deux heures, la vitesse de surverse (quotient du débit horaire par la surface) est souvent de l'ordre de 1 à 2m/h. Leur forme est généralement circulaire. Les boues décantées sont reprises par des racleurs. Il est intéressant de signaler que cette opération élimine environ le 1/3 de la DBO_5 sans dépense d'énergie. L'emploi d'adjuvants ou de réactif coagulant devrait permettre de pousser le rendement des décanteurs primaires jusqu'à atteindre un abattement de 65% pour la DBO_5 et 60% pour la DCO. On parle alors de traitement physico-chimique. Les décanteurs circulaires qui dépassent maintenant 50m de diamètre ont un fond conique qui facilite la descente des boues décantées vers le centre où elles sont pompées.



III.3) <u>Le traitement secondaire</u> :

Le but recherché est d'atteindre l'abattement maximal en matière de DBO_5 et de DCO pour éviter la sous oxygénation du milieu récepteur. Le principe de ce traitement consiste à oxyder la matière organique de l'effluent par l'intermédiaire de bactéries. Il s'agit donc d'une épuration biologique, les réactions aérobies

(en présence d'oxygène) qui sont beaucoup plus rapides auront la préférence. Les traitements biologiques fonctionnent tous selon le même principe : la dégradation de la matière organique par la faune bactérienne.

IV) Les procédés de traitements :

IV.1) Epuration biologique par le sol :

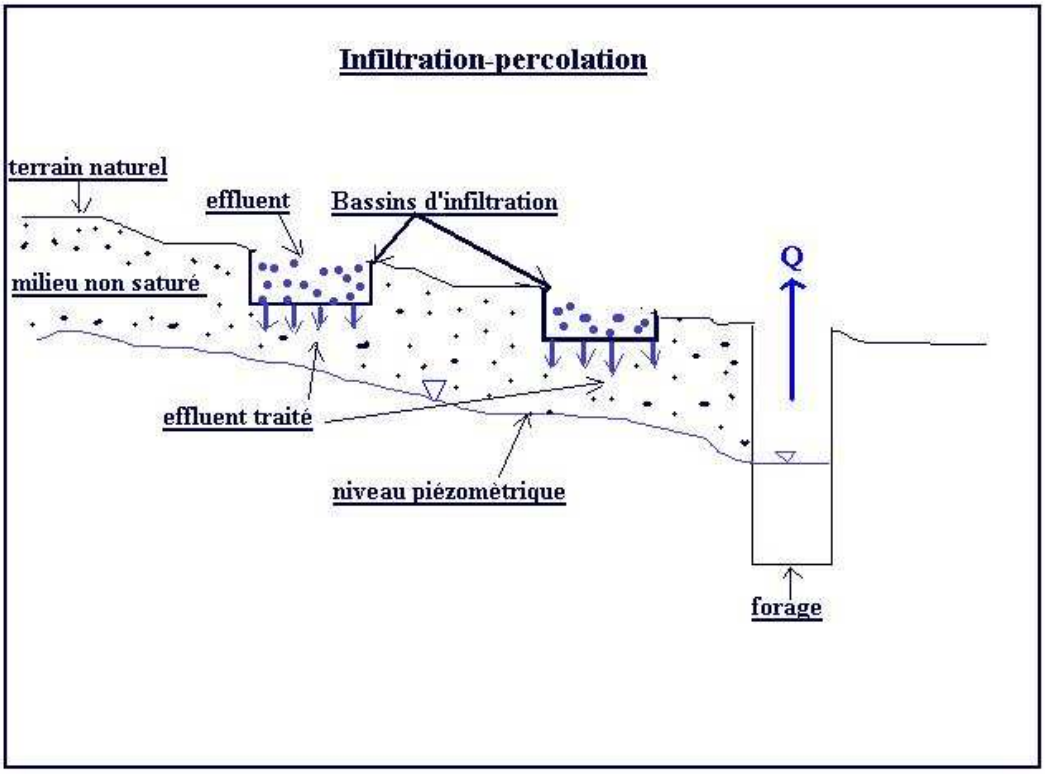
Cette opération se fait en pratiquant l'épandage de l'effluent sur le sol. Les matières organiques contenues dans l'effluent sont fixées par les particules terreuses, puis oxydées sous l'action des microbes et bactéries dont la plupart sont aérobies.

Pour assurer une bonne épuration, il est nécessaire de faire pénétrer l'air dans le sol et de ne pas noyer le terrain trop longtemps. Les champs d'épandage ne doivent donc être utilisés que par intermittence et on doit fréquemment retourner le sol pour les réaerer.

Les meilleurs sols que l'on puisse utiliser sont sableux, les sols argileux sont peu propices car moins poreuses. On peut utiliser les champs d'épandage pour l'irrigation mais les cultures ne doivent pas comprendre les légumes où les fruits destinés à être mangés crus. La partie d'eau infiltrée dans le sol doit être récupérée par des drains et évacuée vers des cours d'eau. L'inconvénient de ce procédé est qu'il nécessite de grandes surfaces, ce qui est souvent difficile à proximité des villes.

IV.2) L'infiltration - Percolation :

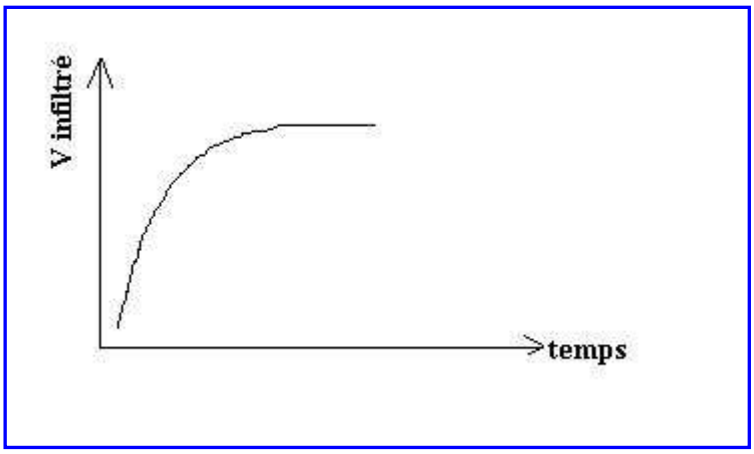
Le principe est le même que l'épandage à la différence que l'eau est drainée verticalement et que le traitement biologique se fait dans le milieu non saturé. L'effluent brut arrive au niveau des bassins d'infiltration, parcourt le milieu non saturé pour atteindre la nappe d'eau souterraine qui est ainsi rechargée artificiellement. Les bassins doivent travailler d'une manière intermittente vu le phénomène de colmatage. Les bassins doivent donc être scarifiés de temps en temps.



Les conditions de faisabilité de cette méthode doivent être étudiées à l'avance et avec beaucoup de précautions. En effet, on risque de polluer des eaux souterraines "Saines" à l'origine. Les paramètres à étudier sont :

- La qualité des eaux de la nappe
- La charge polluante de l'effluent
- L'épaisseur du milieu non saturé
- La nature du terrain constituant le milieu non saturé
- Le gradient hydraulique (pour le cheminement de l'eau).
- L'emplacement des bassins d'infiltration.

Un tel procédé a été expérimenté dans la région d'Agadir (secteur de Ben Sergao).



IV.3) <u>Epuration biologique par lits bactériens</u> :

Le principe de la méthode consiste à créer un sol artificiel matérialisé par un milieu poreux et perméable et ce sur une hauteur de 1,5m à 5m. On adopte en général des éléments de 30 à 80mm de diamètre. Le passage de l'effluent sur ce sol fait apparaitre en quelques semaines de nombreuses colonies microbiennes aérobie, la bonne aération du lit bactérien ainsi constitué contribue à l'activité intense de ces colonies et donc à une oxydation suffisamment rapide de l'effluent.

Comme dans les filtres des stations de traitement d'eau potable, on peut faire varier la vitesse de l'eau à travers le lit en jouant sur la charge ou la granulométrie. De même, il existe des systèmes où l'effluent est déversé en pluie par des asperseurs (Tourniquets hydrauliques appelés sprinklers).

IV.4) <u>Epuration par boues activées</u> :

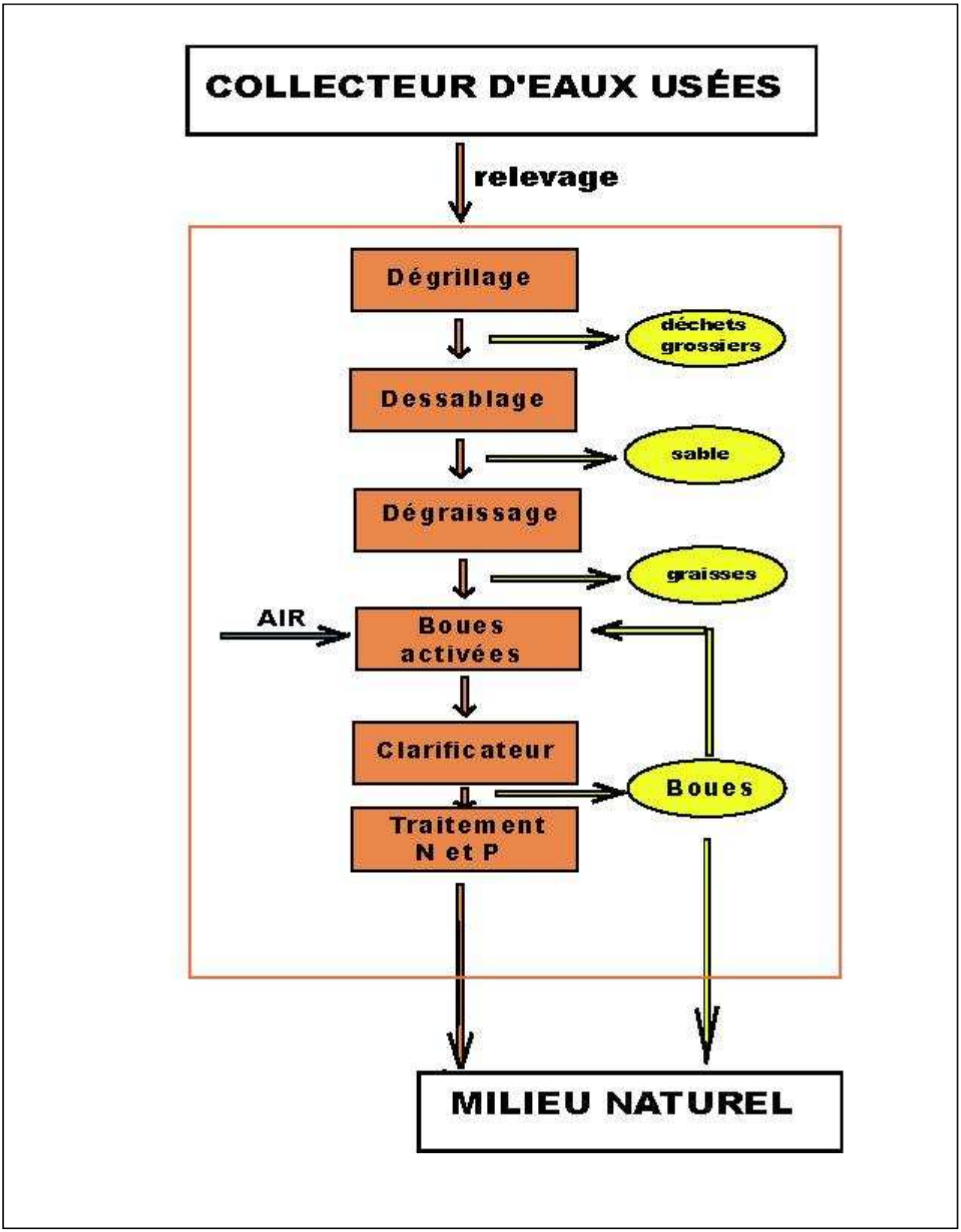
Cette méthode consiste à apporter à l'effluent des bactéries aérobies destinées à accélérer l'oxydation. Les bactéries sont amenées sous forme de boues que l'on ajoute à l'effluent.

La méthode des boues activées au même titre que les lits bactériens est un procédé biologique qui consiste à intensifier sur des surfaces réduites les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques.

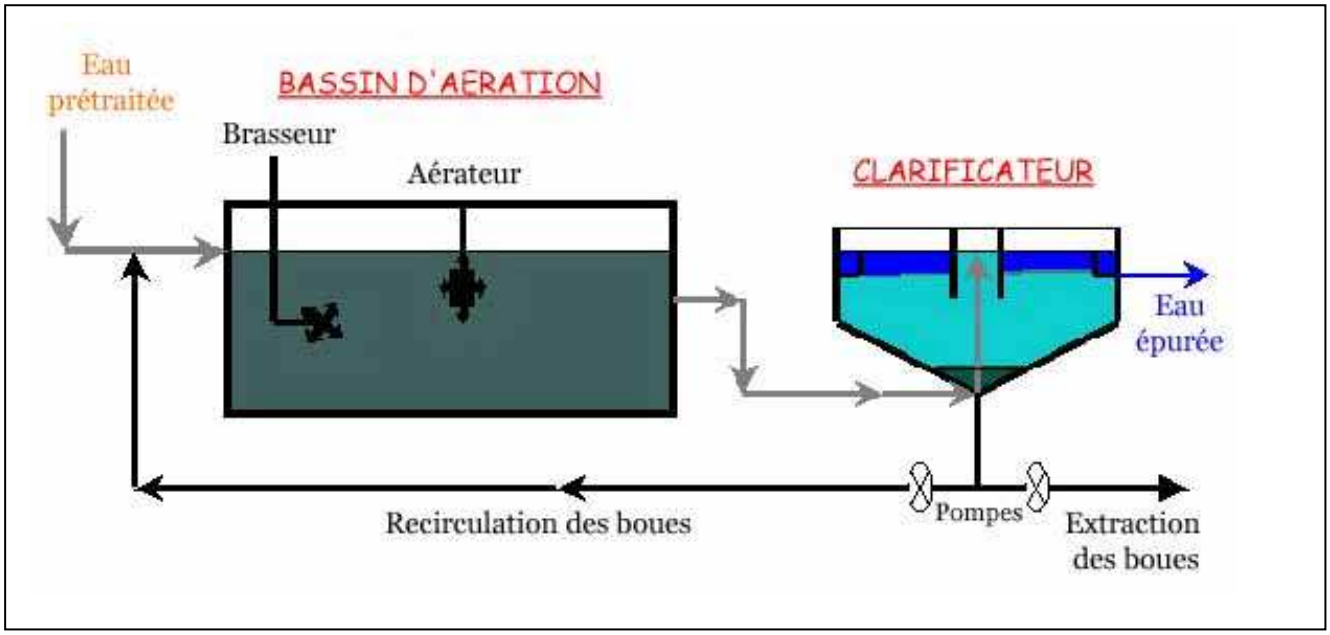
Pour la technique des boues activées, les effluents décantés sont soumis à une aération violente dans des bassins d'activation dans lesquels les matières organiques sont oxydées puis ils passent dans un décanteur

secondaire ou clarificateur où les flocs sédimentent. La fourniture d'oxygène indispensable à la vie des bactéries constitue une part importante des frais d'exploitation de ce type de traitement.

Schéma d'une station de traitement par boues activées du type traditionnel

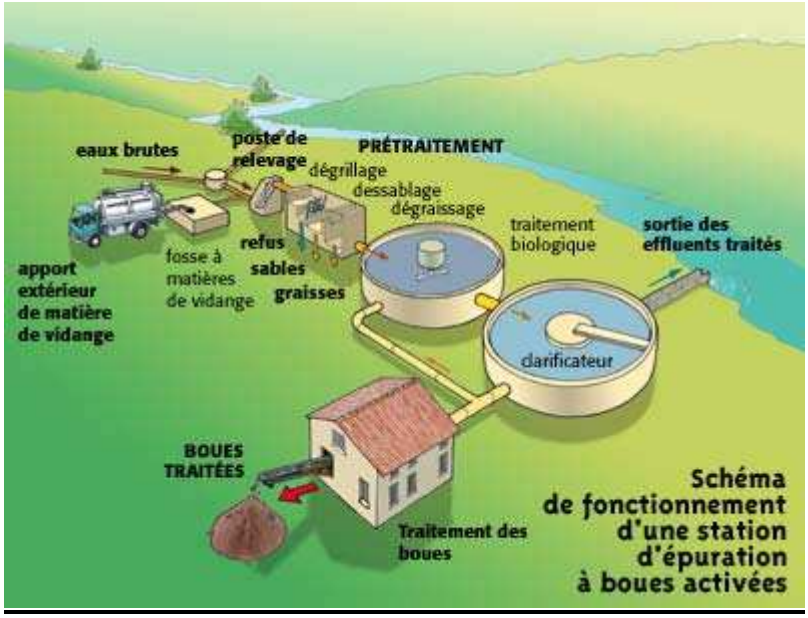


Le liquide à épurer doit être énergiquement brassé et aéré. (Souvent dans des bassins d'aération circulaires construits en béton et munis de moteurs électriques en haut pour actionner le brassage de l'eau par turbines. L'ensemble des "flocs" appelé " boues" est en suite séparé de l'eau épurée dans un décanteur "secondaire" dont la vitesse de surverse reste de l'ordre de 1 à 2m/h (quotient du débit horaire par la surface). Une partie des boues ainsi récoltées est réinjectée dans le bassin d'aération afin de maintenir une masse biologique convenable par rapport à la "nourriture" disponible.



Les stations de traitements par boues activées sont dites compactes et le procédé est dit intensif. De telles stations demandent trop d'énergie et notamment pour le processus d’aération, une main d'œuvre spécialisée et une mécanisation de plus en plus sophistiquée. L'avantage est qu'elles occupent peu d'espace et permettent un bon rendement (le rapport DBO_5 de sortie/ DBO_5 entrée) est de l'ordre de 90 à 95%.

Bassin d’aération **un clarificateur**



Le dimensionnement d’une station par boues activées consiste à déterminer la géométrie du décanteur primaire (rayon, hauteur), ainsi que le volume du bassin d’aération et enfin la géométrie du clarificateur (rayon, hauteur). Il faut aussi calculer l’épaississeur relatif au traitement des boues.

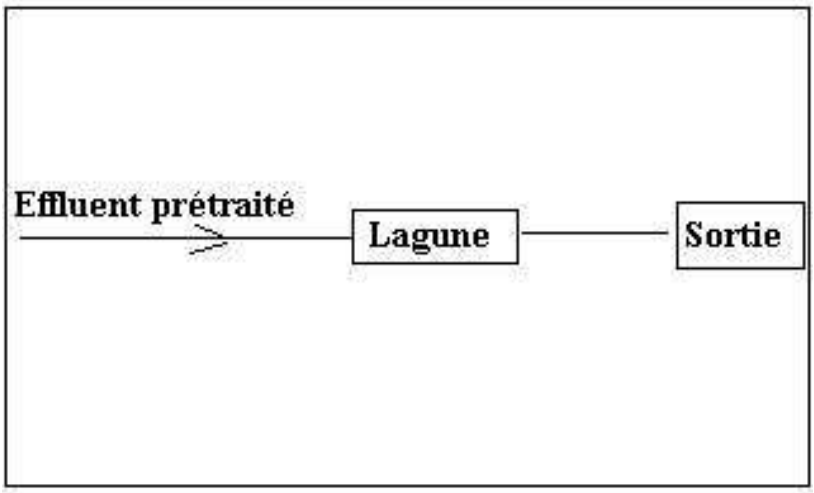
IV.5) <u>le lagunage</u> :

IV.1) <u>Introduction</u> :

Le lagunage fait partie de la série des traitements biologiques vus précédemment. Son grand avantage réside dans sa viabilité économique puisqu’on laisse la nature faire ce qu’elle peut. Toutefois, cette technique nécessite un climat chaud et ne s’adapte pas pour les zones à faibles températures. (Il faut que la température minimale moyenne dépasse 10 °C).

IV.2) <u>Définition</u> :

Le lagunage est un procédé naturel d'épuration des eaux usées qui permet une séparation des éléments solides de la phase liquide par sédimentation et une épuration biologique due essentiellement à l'action des bactéries. Les techniques naturelles telles que le lagunage. (De même que l'épuration par le sol). Eliminent totalement les œufs d'helminthes qui constituent le risque sanitaire majeur en matière de réutilisation agricole des eaux usées. Pour être efficace, le temps de séjour de l'eau au niveau des lagunes doit être de 30 jours au moins, la lagune ayant une profondeur de 1,5m à 2m. Elle est le siège d'un ensemble de phénomènes complexes et très imparfaitement analysés, mais dont le résultat est toujours remarquable tant en DBO et en DCO qu'en élimination d'azote et de phosphore, de germes pathogènes et virus. Le traitement biologique est assuré par la nature et en particulier par l'ensoleillement, la température minimale du site doit être supérieure à 10°c). L'inconvénient de cette technique est qu'elle occupe beaucoup d'espace : 5 ha environ pour une population de 40.000 habitants.



IV.3) <u>Consistance d'une station de traitement par lagunage</u> :

Ce genre de stations se compose de bassin anaérobie (traitement primaire), d'un bassin facultatif (traitement secondaire), un bassin de maturation (traitement tertiaire) et éventuellement un bassin de stockage des eaux traitées. Le lagunage consiste à utiliser des étendues d'eau profondes et présentant un temps de rétention très élevé.

A) <u>Le lagunage naturel aérobie</u> :

Il s'effectue dans des bassins peu profonds de 0,8 à 1,20m où la lumière peut pénétrer et favoriser le développement d'algues vertes. Par leur action photo synthétique, les algues produisent de l'oxygène qui permet le développement des bactéries épuratrices aérobies.

Ce procédé simple demande des surfaces importantes car les temps de réaction sont très longs. Selon les régions, on peut traiter par ce procédé de 25 à 50 Kg de DBO_5 par hectare et par jour.

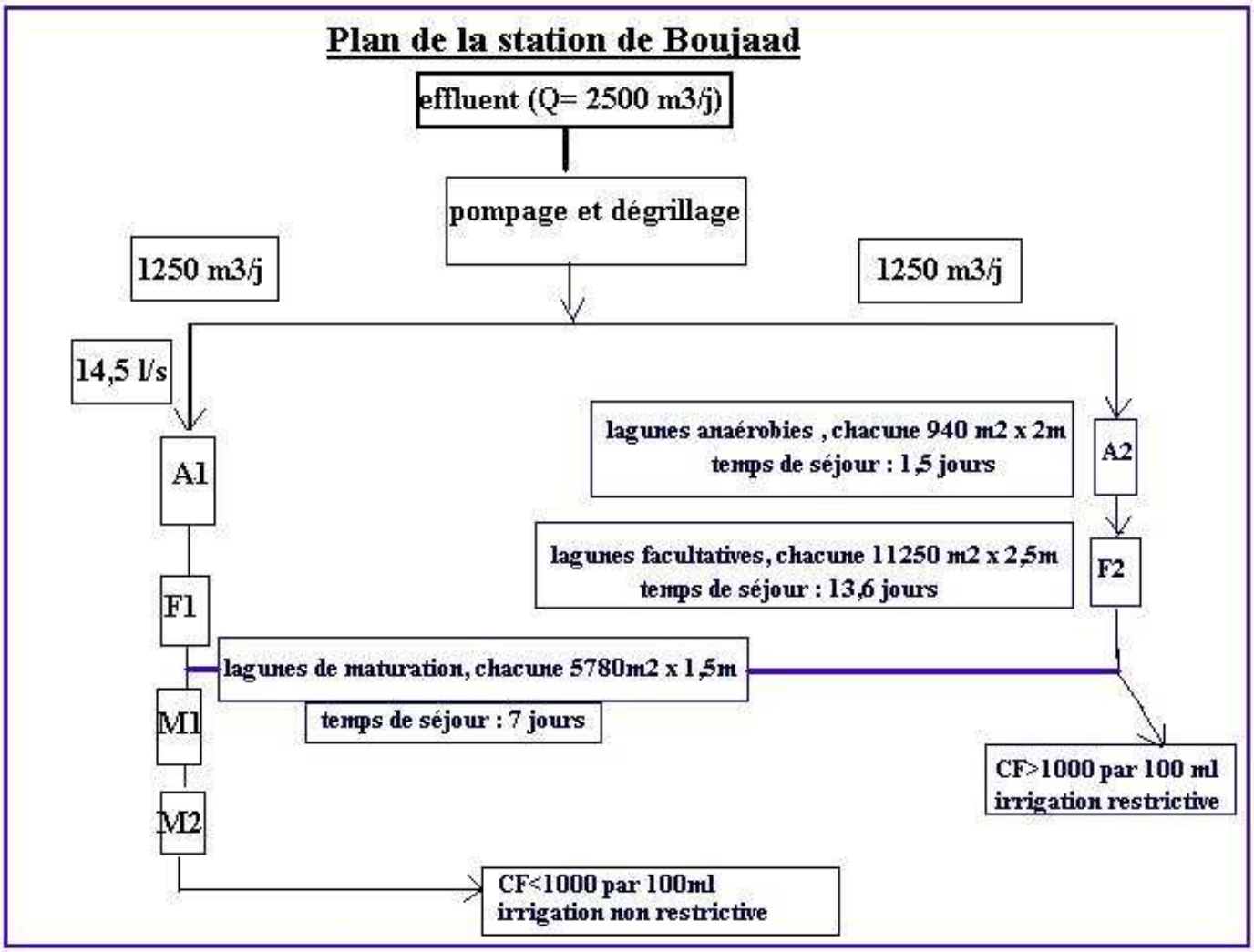
B) <u>Le lagunage facultatif</u> :

La profondeur d'un bassin facultatif varie entre 1,5 et 2,5m. La couche supérieure est aérobie, la zone centrale peuplée de bactéries facultatives et la zone inférieure est aérobie (zone anoxique). Il y a une interaction entre algues et bactéries en ce sens que les bactéries aérobies consomment de la matière organique en utilisant l'oxygène produit par les algues.

B) <u>Le lagunage anaérobie</u> :

La lagune est composée d'un bassin d'une profondeur variant de 3 à 5m, dans lequel les matières décantées sont soumises à une fermentation anaérobie avec un dégagement de gaz (H_2S, CO_2, CH_4).

Les temps de séjour sont supérieurs à 20 jours et dépassent fréquemment 50. Les charges admissibles peuvent atteindre des valeurs élevées de l'ordre de 500 à 700 Kg de DBO_5 par hectare et par jour. Ce type de lagune s'est montré efficace pour épurer les eaux résiduaires provenant de la fabrication de jus de fruits, de sucreries, d'abattoirs et d'huileries (eau fortement chargée en DBO_5). Les rendements d'élimination peuvent varier entre 50 et 80%. L'inconvénient de ce procédé réside dans le dégagement d'odeurs nauséabondes. (Il est souvent conseillé de construire ce genre de station à 3 km environ à l'extérieur du périmètre urbain). - Technique expérimentée à Marrakech, volume 665m3). Les bassins de maturation ont des profondeurs faibles (≤1,5 m), leur intérêt principal réside dans le traitement bactérien dont le rendement est soumis au rythme des saisons. Un séjour de 30 jours à 15°c permet d'abattre la teneur en germes test (CF) d'un effluent urbain épuré de 10^6 par 100ml à 10^3 environ. (On dit aussi rendement de 3 unités log).



IV) <u>Calcul d'une station de traitement par lagunage</u> :

Une approche du temps de séjour nécessaire repose sur l'application du modèle de MONOD dans un réacteur unique à mélange intégral. On a :

(1) $\boxed{\frac{C_t}{C_b} = \frac{1}{1+K_t t}}$ **avec C_b = Concentration en DBO_5 de l'eau brute**
C_t = Concentration DBO_5 de l'eau traitée

K = Taux de réduction de la DBO_5 par jour dans le bassin.

$\boxed{K_T = K_{20°c} \times 1{,}07^{T-20}}$ **avec** $K_{20°c} = 0{,}85/j$

$A = \frac{Qxt}{h}$ avec A = aire de la lagune
t = temps de rétention ou de séjour
h = profondeur de la lagune

D'aprés l'équation (1) on a : $\boxed{t = \frac{C_b - C_t}{K_T \times C_t}}$

<u>Exercice d'application</u> :

Soit une localité où les eaux usées contiennent principalement un effluent domestique dont la concentration en DBO est de 250 mg/l. Le nombre d'habitants dont on veut traiter les eaux usées est de 20.000 habitants, avec un apport par habitant de 150l/j. La t° de l'eau est de 15°c, la profondeur du bassin est de 2m.

Calculer :
1) la charge organique
2) le temps de séjour
3) la superficie de la lagune
4) la charge superficielle de la lagune.

1) charge organique = Q x C

Q = 150 x 20.000 = 3.000m3/j; c = 250g/m3 soit co = 750 Kg/j

2) temps de séjour : $t = \frac{Cb - Ct}{K_T x C_t}$; $K_{15°c} = K_{20°c} \times 1{,}07^{(15-20)}$

Soit : $K_{15°c} = 0{,}6/j$

C_t = 250-(250x0, 9) soit C_t = 25mg/l

$t = \frac{250 - 25}{25 \times 0{,}6}$ t = 15 jours

3) <u>Superficie</u> : $A = \frac{Qxt}{h}$ A = 2,25 ha

4) <u>Charge superficielle de la lagune</u> CSL = $\frac{\text{Charge organique}}{\text{Superficie}}$ soit

$CSL = \frac{750\ Kg}{2{,}25\ ha}$ soit 333,3 Kg/ha

Remarques :
* Une étude géotechnique est indispensable avant le choix d'une solution de lagunage et l'étanchéité de la retenue est nécessaire. Les digues doivent présenter une pente maximale et être protégées.

* Le curage et le gardiennage systématiques des lagunes sont des contraintes essentielles de l'exploitation qu'il faut prendre en compte au début de l'étude.

* D'après une étude économique, les frais d'exploitation sont de 0,30 DH/m3 pour le lagunage, 1DH/m3 pour les boues activées et 0,38 DH/m3 pour l'infiltration percolation.

* Le nombre de stations de traitement par lagunage ne cesse d'augmenter eu égard des avantages qu'offre cette technique. A titre d'exemple, on recensait 6 stations en France en 1975, il y en avait plus de 2000 en 1989.

V) Le traitement complémentaire ou tertiaire :
C'est un traitement qui peut être envisagé en cas d'insuffisance des traitements biologiques où pour une protection accrue du milieu récepteur : zones balnéaires ou touristiques, voisinage de prises d'eau potable...etc. Les paramètres sur lesquels il faut agir sont :

- La DBO
-La DCO.
- Les matières en suspension qui sont le support de DBO et DCO.
- Les nitrates et les phosphates, cause de l'eutrophisation.
- L'ammoniaque.
- Les germes pathogènes.

Pour les MES, on considère généralement qu'à 1g/m3 de MES correspond 0,5 à 1g/m3 de DBO_5 et entre 1 à 2g/m3 de DCO. Il est donc envisageable de travailler avec des filtres à sables avec des vitesses importantes pouvant atteindre 8m/h. En matière de rendement, on avance couramment une efficacité de 60 à 80% des matières en suspension, 30 à 50% pour la DBO_5.
Pour attaquer les germes pathogènes, on utilise souvent une chloration. Les boues sont également traitées en vue d'une valorisation agricole et pour produire du gaz méthane CH_4 au niveau des digesteurs de boue.

VI) démarche et méthodologie pour l'étude d'une station d'épuration :

1) Description générale du milieu physique.
2) Diagnostic et caractéristiques du réseau d'assainissement.
3) Données de bases pour le dimensionnement de la STEP :
- Population (pour les différents horizons).
- Débits d'eaux usées pour différents horizons.
- Concentrations en DBO5.
- Concentrations en NTK.
- Concentrations en PT.
- Températures
- Evaporation.
- Direction des vents.
- Ph.

4) justification de la réalisation de la STEP (impact sur la population et l'environnement).

Exemples d'appel d'offre

Sodipress

Avis 281/2008

mise en ligne : 03/06/2008

RADEET / TADLA

BENI MELLAL

N° Ordre : 486365

Type : APPEL D'OFFRES NATIONAL PUBLIC

Date limite : 26/06/2008

Date d'ouverture de pli : 26/06/2008 à 09:00

Objet : Mise à niveau et extension de la station d'épuration des eaux usées de la ville de Beni Mellal
Lot 1 : réhabilitation de la station actuelle - CP : 140 000 DH
Lot 2 : réhabilitation des bassins de lagunage anaérobique - CP : 150 000 DH
Lot 3 : réhabilitation des bassins de maturation - CP : 90 000 DH
NB : visite des lieux : le 13/06/2008 à 9 h00 ...

Prix dossier (PD) : 290 DH

Journaux : MATIN du 02/06/2008,

Lieu de Retrait : -Auprès du Service des Moyens Généraux de la RADEET, Avenue Hassan II
BENI MELLAL

Sodipress

Avis 6A/08

mise en ligne : 10/06/2008

RADEEC / SETTAT

SETTAT

N° Ordre : 487381

Type : APPEL D'OFFRES NATIONAL PUBLIC

Date limite : 02/07/2008

Date d'ouverture de pli : 02/07/2008 à 10:00

Objet : Travaux de réalisation d'un station d'épuration des eaux usées par lagunage au centre Sidi Rahal plage province Settat
NB : Une visite de lieux : prévue le 25/06/2008 à partir de 10h30 devant le siége de la commune de Sidi Rahal ...

Caution provisoire (CP) : 240 000 DH

Journaux : MATIN du 06/06/2008,

Lieu de Retrait : -Service des Moyens Généraux de la RADEEC Sis au quartier administratif Bd Med V , BP 30 Settat tél.: 023 40 31 37 / 023 40 25 03/ 023 40 35 31
SETTAT

Quelques données sur la station de traitement de Ben Slimane

- filière de traitement : lagunage aéré.
- Débit de dimensionnement : 5600 m^3 /j (65 l/s en fictif continu).
- Horizon de saturation : 2005.
- Date de mise en service : Juillet 1997.
- Coût de réalisation : 92,6 Mdh.
- Rendement : les eaux épurées accusent une teneur entre 0 et 40 CF/100 ml.
- Usage des eaux épurées : irrigation des espaces verts du golf de Ben Slimane.

Critéres de choix d'une filiére de traitement :

1) **performances épuratoires :**

Les performances portent sur trois paramétres :

- la DBO.
- Les matiéres en suspension MES.
- La capacité d'élimination des germes.

Procédé d'épuration	**Réduction en %**		
	DBO_5	**MES**	**Bactéries**
Lit bactérien à forte charge	**65-90**	**65-92**	**70-90**
Lit bactérien à faible charge	**80-95**	**70-92**	**90-95**
Boues activées à forte charge	**50-75**	**80**	**70-90**
Boues activées à faible charge	**85-95**	**85-95**	**90-98**
Infiltration-percolation	**90-95**	**85-95**	**95-99**
lagunage	**95-98**	**95-98**	**99**

2) **autres critéres :**

- Encombrement.
- Complexité des procédés.
- Facilité d'exploitation et d'entretien.
- Coûts.

Notions sur l'assainissement solide

I - Introduction :

La collecte, le stockage et le traitement des déchets solides constituent des axes fondamentaux pour la protection de l'environnement. Ce problème se pose avec acuité dans beaucoup de villes et ce compte tenu de l'importance démographique et par conséquent des déchets produits. En Mai 2008, Naples, la ville métropole italienne a commencé de vivre de sérieux problèmes concernant la collecte et le traitement des déchets urbains compte tenu de la saturation des anciennes décharges existantes. Les déchets se composent souvent de déchets ménagers, déchets industriels et de déchets médicaux. Pour avoir une idée, citons que la décharge de Médiouna (région de Casablanca) traite 100 à 300 tonnes/jour. Dans la composition élémentaire des déchets, on trouve généralement :

* Des résidus alimentaires.

* Papier et carton

* Plastique

* Textile, cuir et caoutchouc

* Métaux

* verre et bois

Il y a également une partie liquide le « jus » ou lixiviat.

En plus de l'aspect environnemental, les déchets peuvent être valorisés pour la production d'amendement agricole et également pour la production de gaz méthane.

Pour les études d'assainissement solide, il est souvent utile de chiffrer la production de déchet (en kg/habitant/jour). Il est également intéressant de chiffrer le coût de la collecte. (En dh/ tonnes).
Au Maroc, la collecte se fait souvent « de maison à maison » à l'aide de camions à bennes.

II - Le traitement des déchets :

- La décharge contrôlée
- Le compostage
- L'incinération
- Le traitement mixte.

II.1 - La décharge contrôlée :

La décharge contrôlée est une méthode d'élimination des ordures ménagères basée sur un enfouissement des déchets effectué de façon rationnelle afin d'éviter tout risque de nuisances. Son principal avantage est son coût relativement faible, mais en contrepartie, elle exige une mise en œuvre très soignée.

III.1.1 - La décharge contrôlée sans broyage préalable :

Les ordures sont répandues en couches successives sur un terrain où il n'ya pas de risque de contamination des eaux souterraines. Elles sont recouvertes tous les jours d'une couche de matière inerte. On considère deux types de décharges contrôlées.

* La décharge traditionnelle : (celle décrite précédemment)

* La décharge compactée : dans ce cas un compactage en couches minces par engins spéciaux réduit le volume des ordures déposées et diminue la quantité de matériaux de couverture nécessaire. Cette technique peut dans certains cas éviter la couverture journalière des dépôts.

II.1.2 La décharge contrôlée avec broyage préalable.

Les ordures sont broyées de façon à obtenir un produit plus homogène et assez fin, un produit passant à la maille de 50 mm donne de bons résultats. Le broyat obtenu est en suite répandu en couches minces sans être compacté. Ce procédé ne nécessite pas de couverture journalière de matériau inerte.

II.2 - Le compostage :

Le compostage a pour but de transformer une partie des ordures ménagères en compost utilisable pour l'amendement des sols. Les ordures sont broyées, puis subissent une fermentation aérobie suivie d'une période de maturation plus ou moins longue. Cette fermentation peut s'opérer en tas à l'extérieur durant 2 à 3 mois (compostage lent) ou dans des enceintes spéciales pendant 2 à 15 jours (compostage accéléré).
Les produits indésirables appelés « refus de compostage » (verres, plastiques, métaux, textiles,...etc.) sont séparés soit avant le broyage, soit après par criblage et tri. Ils sont ensuite envoyés en décharge contrôlée, incinérés ou partiellement récupérés. Ils représentent environ 20 à 50% des poids des ordures traitées.

Remarque :

Le compostage et la décharge contrôlée sont deux écothechniques, parfois complémentaires et qui ont donné satisfaction en matière de traitement des déchets.

II.3 - L'incinération :

II.3.1 - Incinération sans récupération d'énergie :

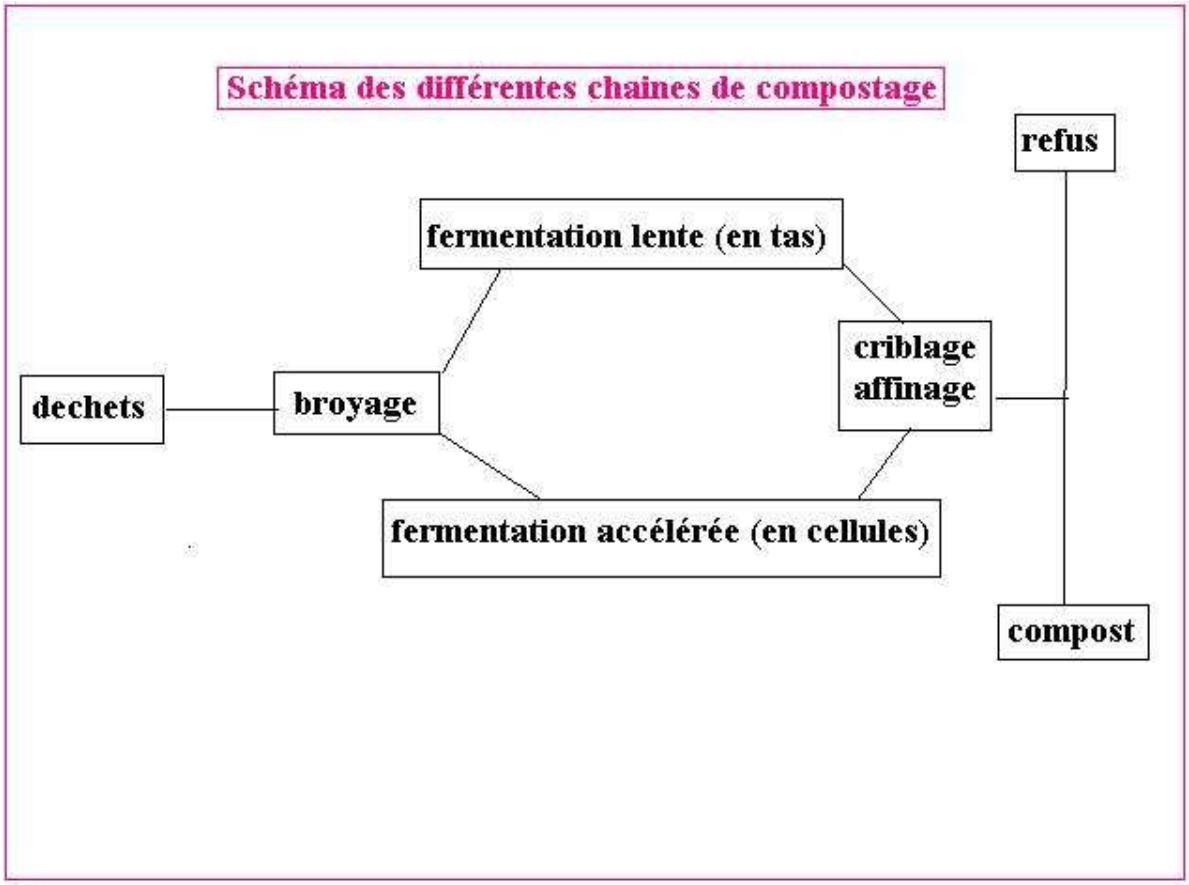
Les ordures sont incinérées dans des fours spéciaux adaptés à leurs caractéristiques: Taux d'humidité élevé, pouvoir calorifique variable. La combustion doit être bien menée afin d'éviter un transfert de pollutions et de nuisances (imbrulés, poussières, odeurs désagréables ... etc.).Les gaz produits doivent subir un dépoussiérage afin de satisfaire aux normes de rejet dans l'atmosphère. Les résidus solides appelés mâchefers représentent environ 10% du volume et 25% à 30 %du poids des déchets incinérées. Elles sont soit déposés en décharge contrôlée, soit utilisées dans d'autres techniques.

II.3.2 - Incinération avec récupération d'énergie :

Pour le usines de capacité suffisante (100 à 200 tonnes/jour au minimum), et s'il existe des débouchés, ont peut envisager de récupérer la chaleur dégagée par l'incinération et qui sera vendue à des industries proches.
L'incinération est un procédé présentant des avantages techniques (importante réduction du volume des déchets + possibilités de valorisation) mais elle a l'inconvénient d'être très couteuse à l'investissement.

II.4 - Le traitement mixte :

Le traitement mixte combine le procédé de compostage et celui d'incinération. L'installation de traitement est composée d'une unité de compostage pouvant assurer l'élimination de 40 à 60 % des déchets et d'une unité d'incinération pouvant traiter jusqu'à 90% des ordures. Le fonctionnement de ces deux unités est modulé en fonction de la demande de compost. Outre l'incinération des ordures non compostées, le four assure l'élimination des refus de compostage.



Remarque :

Le choix du site d'une décharge contrôlée doit obéir à un certain nombre de critères dont notamment :

- **Contexte hydrogéologique** : l'objectif est de sauvegarder la qualité des eaux souterraines, le paramètre fondamental est la profondeur des niveaux d'eau.

- **Position des sources, lacs et cours d'eau** : essayer d'être le plus loin possible des ressources en eau et de préférence en aval de ces ressources.
- **Direction dominante des vents** : éviter le transport des ordures par le vent ainsi que la propagation des odeurs nauséabondes vers les agglomérations.

- **Topographie** : éviter les points hauts.

- **La situation par rapport au populations** : essayer dans la mesure du possible d'implanter la décharge loin des populations.

Composition moyenne des ordures ménagères de la ville de Marrakech (1997)

Type de déchet	Taux (%)
Cendre	38
Matière végétale	38
Papier	13
Textiles	4
Plastiques	3,5
Métaux	1,5
Cuir et caoutchouc	1
Verre et bois	1

Production des déchets industriels par secteur dans la ville de Marrakech (1997)

secteur	Quantité (tonnes/an)	Taux (%)
Agro-alimentaire	22000	81
Textile et cuir	650	2
Chimie et parachimie	4000	15
Mécanique et métallurgie	483	2
total	27133	100

Impact des projets d'aménagement sur l'environnement

I) Introduction :

La notion de protection de l'environnement et de développement durable n'est pas un luxe mais une prioritè afin de s'inscrire dans une dèmarche de développement durable. La notion de développement durable est l'aboutissement d'un certain nombre de concepts et de protocoles résultant eux même d'une prise de conscience évolutive et collective. Les différentes phases phare peuvent être présentées comme suit :

- **1972 : Création du programme des nations unies pour l'environnement (PNUE).**
- **1987 : Convention de Vienne, protocole de Montréal, commission Brundland.**
- **1992 : Sommet de la terre (Rio), Agenda 21.**
- **1997 : Conférence de Kyoto.**
- **1998 : Conférence de Buenos Aires.**
- **2002 : Sommet de la terre (Johannesburg).**
- **2010 : Sommet de Copenhague sur les changements climatiques.**

Avant de réaliser tout projet, il faut étudier son impact sur l'environnement (projet non encore réalisé). On parle aussi d'évaluation environnementale (projet existant). Les principaux axes d'étude sont :

- Effets sur les ressources en eau (superficielles et souterraines).
- Effets sur l'air (développement et propagation d'odeurs nauséabondes, gaz toxiques, gaz a effet de serre).
- Effets sur le sol
- Effets sur la faune et la flore.
- Effets sur le paysage.
- Effets sur l'homme et son mode de vie : (aspect socio-économique, revenus, infrastructure).
- Effets sur les infrastructures et équipements sociaux.
- Effet sur le plan culturel.(coutumes, traditions, religion)

Il y a lieu de signaler que les bailleurs de fond sont de plus en plus exigeants en matière de financement de projets en relation avec l'évaluation environnementale.

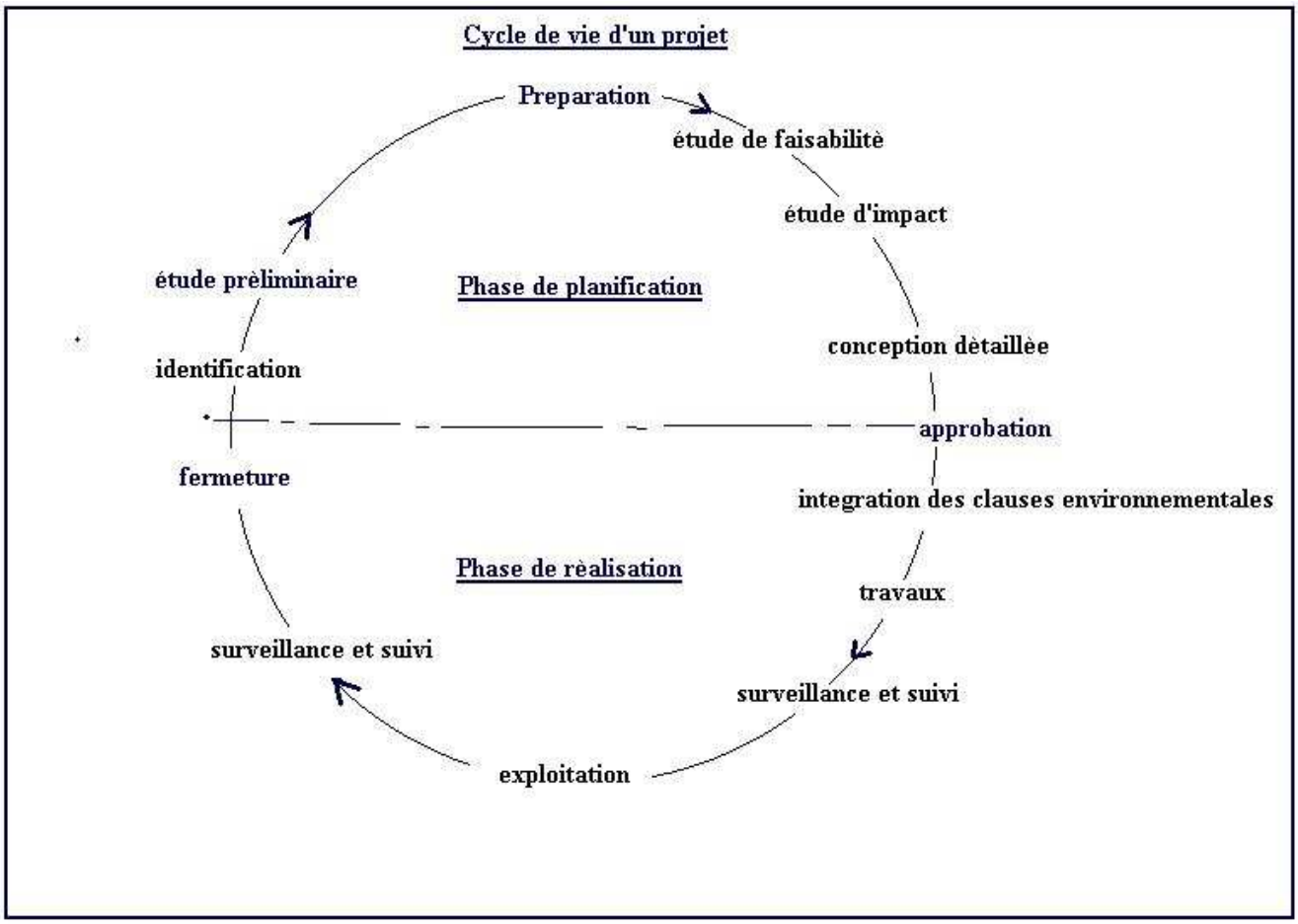
Exemple d'études menées : étude d'impact des rejets d'eaux usées de la ville de Taza sur la qualité de l'eau au niveau du barrage Touahar.

Autre exemple : l'irrigation intensive et l'usage d'engrais fertilisants ont occasionné des teneurs de nitrates élevées dans la plaine de Tadla.

Ce domaine a fait l'objet de beaucoup de lois et de reglementations que ce soit à l'échelle nationale qu'international. Les preincipales lois marocaines sont comme suit :

1) **Loi 11-03 sur l'environnement.**
2) **Loi 12-03 relative aux études d'impact sur l'environnement.**
3) **Loi 10-95 sur l'eau.**
4) **Loi 13-03 relative à la lutte contre la pollution atmosphérique.**
5) **Loi 28-00 relative à la gestion des déchets solides et à leur élimination.**

II) Cycle de vie d'un projet :



Exemple de cycle de vie : projet d'alimentation en eau potable :

- **Identification** : sentir une insuffisance en matière de débit ou de qualitè d'eau.
- **Etude prèliminaire** :

- Identification des ressources en eau.
- Inventaire de l'infrastructure hydraulique nècèssaire.

- **Preparation :**

- Collecte des données.
- Contact avec les organismes concernés : (ONEP, Agence de bassin, Commune….) .

- **Etude de faisabilitè** :

- Calcul des besoins.
- Bilan ressources-besoins.
- Dimensionnement des ouvrages de mobilisation.
- Calcul du prix de revient de l'eau.

- **Conception dètaillèe** : Emplacement, mètrè.
- **Intègration des clauses environnementales** : traitement des eaux usées.
- **Travaux** : lancement des appels d'offre et installation de chantiers.
- **Surveillance et suivi** : responsabilisation de techniciens et d'ingènieurs pour suivre les travaux.
- **Exploitation** : desservir la population en eau potable.

III) Méthodologie d'approche :

Afin de bien mener une étude d'impact sur l'environnement, il faut procéder comme suit :

- Description et justification du projet.
- Description de l'état de référence ou état initial sur le plan environnemental.
- Identification et évaluation des impacts.
- Proposition des mesures d'atténuation.
- Recommandations pour le suivi environnemental.

III) Quelques exemples d'effets négatifs

Nature du projet	Impacts négatifs
Ouverture de carrières	**- nuisances en matière de bruits et poussières.** **- Pollutions accidentelles de rivières.**
Décharges d'ordures	**- odeurs nauséabondes.** **- Pollution des ressources en eau par le lixiviat**
barrage	**- Déficit de recharge de nappe en aval** **- Eutrophisation à terme**
Complexe résidentiel touristique	**- Rejets d'eaux usées.** **- Production de déchets ménagers.**

IV) Quelques solutions pour l'atténuation des effets négatifs :

Nature du projet	Mesures d'atténuation
Décharge d'ordures	**- imperméabilisation du fond (géomembranne).** **- Etudier la direction des vents (éviter les odeurs pour les populations)**
Complexe touristique	**- réalisation d'une station d'épuration des eaux usées**
Carrière d'extraction de matériaux	**- implantation loin des populations (éviter les bruits et les poussières)**

En fait, lors de l'étude d'impact d'un projet sur l'environnement, on doit établir une matrice d'impact

Matrice des impacts

Actions	**Lors des travaux**					**Lors de l’exploitation**			
A	Effet sur l’eau	majeur				majeur			
B	Effet sur l’air		moyen				moyen		
C	Effet sur le sol			faible				faible	
D									
E									
F									
G									
H									
I									

Module N° 9 : Les ressources en eaux non conventionnelles

Chapitres :

1) **La recharge artificielle de nappes**
2) **La collecte des eaux pluviales**
3) **La réutilisation des eaux usées**
4) **Le dessalement d’eaux de mer**

La recharge artificielle de nappes

I) Introduction :

La recharge artificielle d'une nappe consiste à réaliser une infiltration provoquée et contrôlée au sein d'un aquifère et ce par le biais d'un apport d'eau extérieur. Il s'agit généralement d'une rivière dont on veut exploiter les eaux de crue au lieu que celles-ci se perdent en aval dans l'océan ou un autre milieu récepteur. Il est possible également de pratiquer la recharge à partir des rejets d'eaux usées traitées et ce après un traitement préliminaire.

La recharge artificielle a généralement deux objectifs :

- Reconstitution partielle des réserves en eau de l'aquifère après une phase de surexploitation.
- Création d'une barrière hydraulique contre l'intrusion des eaux marines ou d'un front de pollution quelconque.

II) Méthodes de l'alimentation artificielle :

L'alimentation artificielle d'un aquifère peut être réalisée par infiltration provoquée ou par injection.

II.1) Alimentation par infiltration provoquée :

Pour l'infiltration provoquée, on a recours à des dispositifs de surface qui exigent des étendues de terrain relativement importantes. Ce genre d'aménagement est souvent pratiqué au niveau des nappes alluviales.
Les dispositifs aménagés sont généralement :

- Les bassins d'infiltration.
- Les seuils aménagés dans les lits de rivières.
- L'épandage de crue.

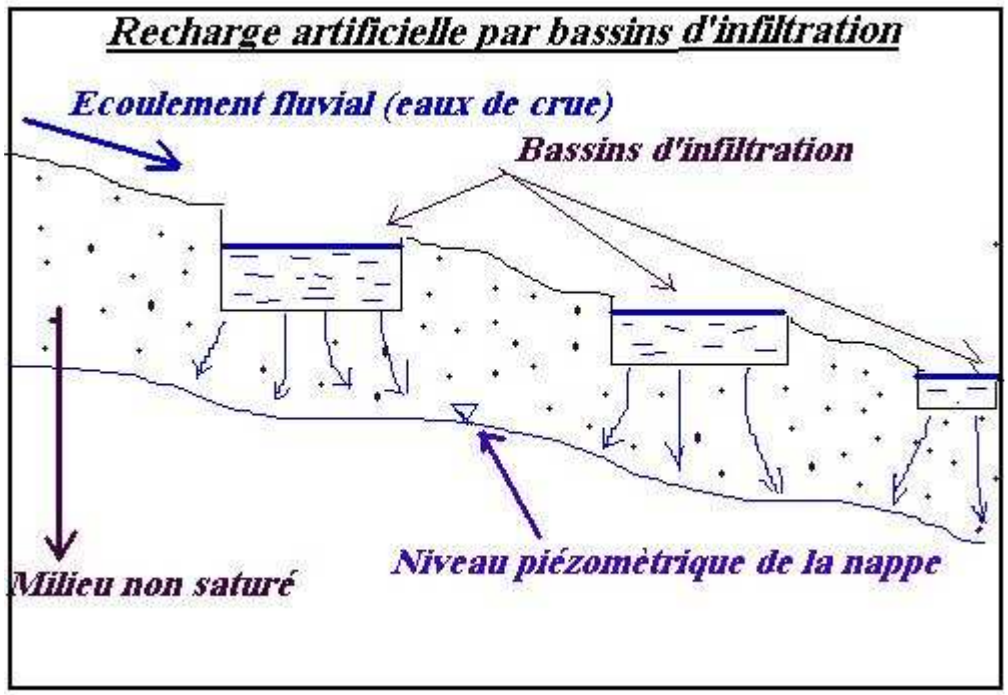
II.1.1) les bassins d'infiltration :

II.1.1.1) Description du dispositif :

Ce dispositif consiste à réaliser des bassins en cascades au nombre de 4 à 6 (généralement dans le lit d'une rivière). En fait le bassin sert de décanteur et d'infiltreur, le milieu non saturé et qui doit être de 2 à 10 m joue le rôle de filtre.

La largeur l du bassin peut aller jusqu'à la largeur du lit majeur mais il faut veiller toutefois à la protection du bassin contre les effets dévastateurs de crues. En pratique, elle ne doit pas dépasser une dizaine de mètres. La longueur est de l'ordre de 100 m. la longueur totale d'une série de bassins ne doit pas dépasser 600m. La hauteur H et compte tenu de la hauteur des berges est de l'ordre de 1,2 à 1,5m. L'intérêt d'avoir des grands bassins est de profiter du maximum de débit entrant, toutefois de grandes superficies peuvent rendre l'entretien et la gestion du dispositif

difficiles. Il est recommandé avant de dimensionner les bassins de procéder à des levés topographiques au droit des sections de l'oued à aménager.



II.1.1.2) <u>Choix des sites de recharges :</u>

Sur le plan technique, le choix doit porter sur les sites offrant les meilleurs rendements.

- Il faut surtout étudier au préalable la relation nappe- riviére, l'idéal est d'avoir des cartes piézométriques locales à petites échelle pour déterminer les secteurs ou l'oued alimente la nappe (rôle injectant).
- En parallèle à la piézométrie, il faut étudier les apports au niveau des rivières pour bénéficier du maximum de débit.
- Réalisation d'une campagne de jaugeages différentiels pour évaluer les apports d'eaux de surface aux eaux souterraines.
- Une étude sur la qualité des eaux est également indispensable (eaux souterraines et eaux de surface) pour avoir une compatibilité et un mélange d'eau de qualité acceptable.

II.1.1.3) <u>entretien et gestion du dispositif</u> :

Le problème principal est le colmatage des fonds de bassins compte tenu du charriage et du transport de sédiments. Aussi, il est recommandé de procéder après le passage de crues à un décapage et une scarification du terrain afin de nettoyer et d'éliminer les dépôts ce qui permet de préparer le terrain à une prochaine crue.

Pour un bon suivi du rendement du dispositif, il est recommandé d'installer un réseau de contrôle piézométrique en amont et en aval des bassins pour mesurer l'effet différentiel de la recharge entre l'amont et l'aval.

Un exemple de ce type d'aménagement est celui de l'oued Nfis dans la plaine du Haouz, la recharge à permis d'avoir une infiltration de 1 m/jour/m^2

II.1.2) <u>les seuils et diguettes</u> :

Ce dispositif consiste à réaliser un certain nombre de seuils en cascades le long d'un tronçon de rivière et ce pour retarder les écoulements lors de crues ce qui permet d'augmenter le temps de séjour de l'eau et par suite une infiltration provoquée. La longueur du seuil sera bien entendue la largeur de la section de l'oued, la hauteur dépendra de celle des berges. Là également, une étude topographique est indispensable.

Les seuils peuvent être construits en gabions ou en maçonnerie en fonction de la violence des crues et aussi de la proximité des matériaux de construction.

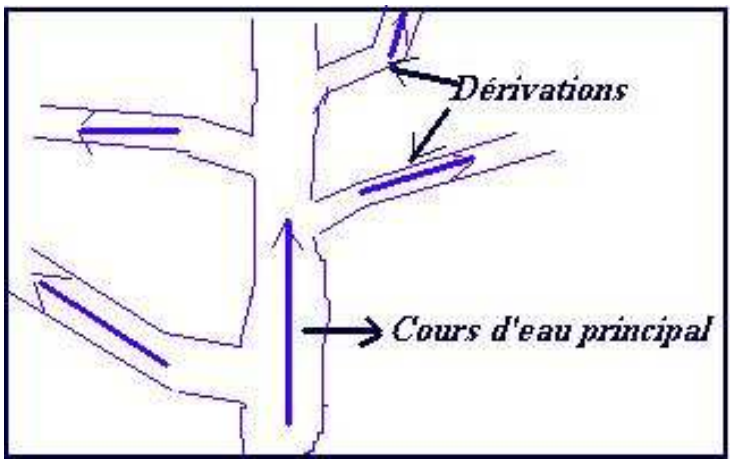
L'étude de faisabilité, le choix des sites, l'entretien et la gestion sont similaires à l'option des bassins d'infiltration décrits précédemment. Le choix entre variante doit être orienté par une étude technico-économique et une analyse financière (VAN et TRI).

Aménagement d'une diguette en gabion dans une section de thalweg (jbilétes centrales)

Une expérimentation dans les jbilétes pour renforcer l'infiltration des eaux de crues au sein des altérites (schistes altérés) à partir d'un dispositif de seuils en gabons, a permis d'avoir une infiltration différentielle de 5 à 8 fois entre l'amont et l'aval des diguettes.

II.1.3) <u>l'épandage de crue</u> :

Cette technique se pratique souvent hors du lit de l'oued en dehors du chenal principal ou lit mineur actif. Les eaux de débordement parviennent souvent aux terrains riverains par le biais de séguias (traditionnelles ou modernes) et généralement pour un but d'irrigation. Une fraction de ces eaux finit par rejoindre la nappe et participe à la recharge artificielle.



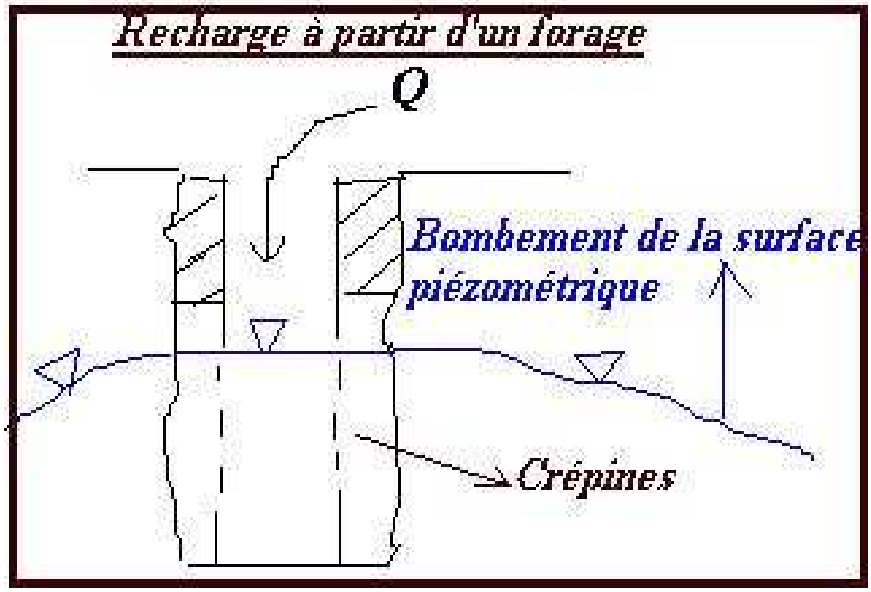
Cette technique est largement utilisée dans les plaines du Haouz et Souss.

II.2) <u>Recharge par injection</u> :

Les dispositifs permettant des eaux dans un aquifère sont des puits ou des forages analogues aux ouvrages utilisés pour le pompage des eaux souterraines. Il faut être prudent au niveau de deux facteurs :

- La qualité chimique et bactériologique des eaux apportées en comparaison avec celles de la nappe.

- La teneur des matériaux en suspension pour ne pas colmater les crépines du forage.

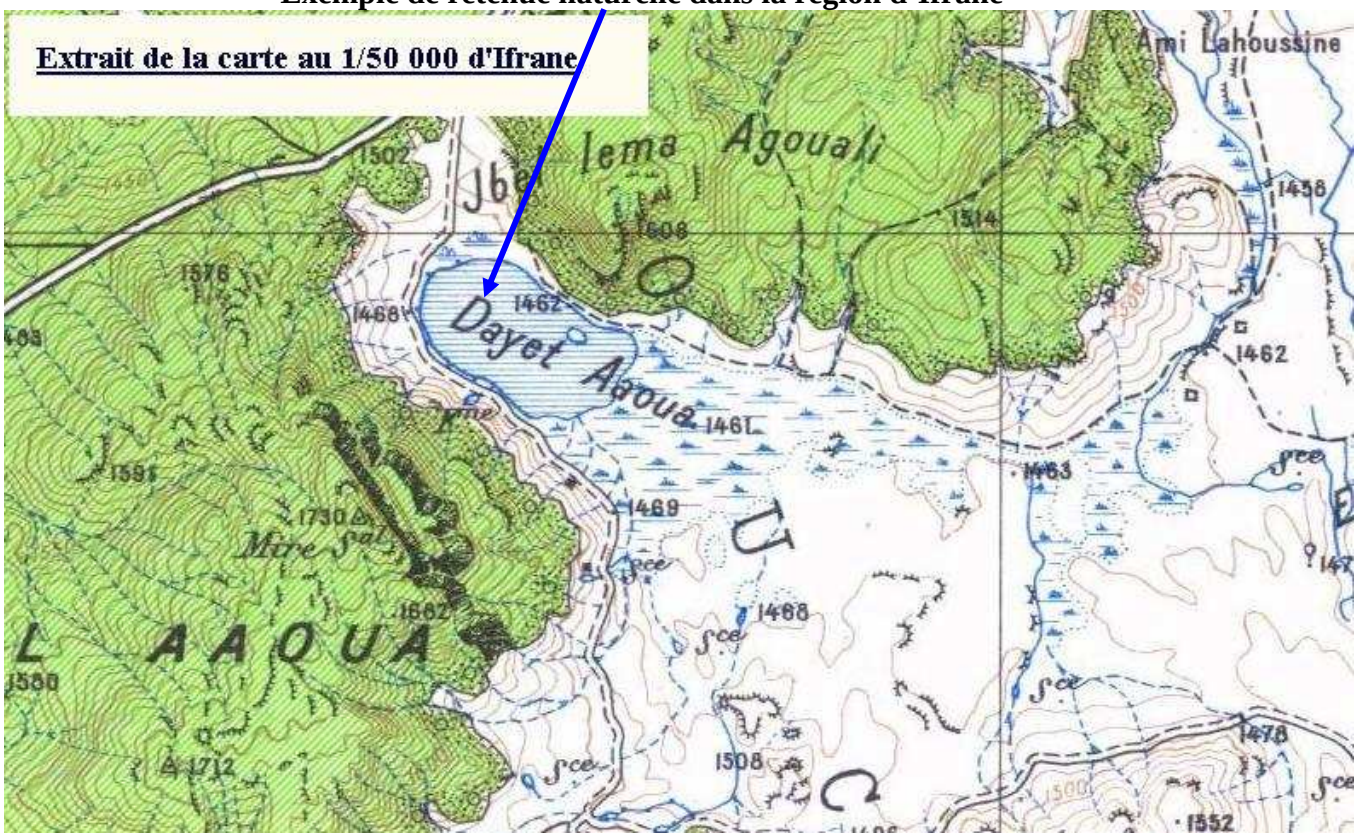


La collecte des eaux pluviales

I) Introduction :

Les eaux pluviales ne sont jamais exploitées à 100% pour des fins socio-économiques de l'homme. En effet, il y a toujours des pertes dans l'océan, les fossés, les caniveaux…etc. dans beaucoup de régions rurales Marocaines, les populations s'alimentent en eau potable à partir de citernes creusées dans le sol et remplies directement par les eaux de pluie (Métfia). Ce n'est qu'un exemple pour montrer que des techniques de captage des eaux pluviales se développent de plus en plus pour la mobilisation des eaux de pluie à l'état « brut ». En Europe, les eaux de pluie tombant sur les toitures de maisons sont parfois collectées dans de grandes cuves de stockage avant qu'elles rejoignent le réseau d'assainissement. Les eaux collectées servent pour l'arrosage des espaces verts, le lavage des véhicules…etc.
Remarquons au passage que la collecte des eaux pluviales permet de soulager le réseau d'assainissement surtout lorsqu'il s'agit de réseaux unitaires. A noter aussi que lorsque la topographie le permet, des bassins de stockages et lacs peuvent être aménagés comme sites touristiques, de plaisance ou encore pour la recharge artificielle de la nappe phréatique, l'abreuvement du cheptel…..etc. lorsque la topographie le permet, il y a des retenues d'eau naturelles sous formes d'étangs ou de « Dayats ».

Exemple de retenue naturelle dans la région d'Ifrane



Dayet Aoua dans la région d'Ifrrane

II) Aménagement de bassins de retenue :

II.1) Investigations à entreprendre :

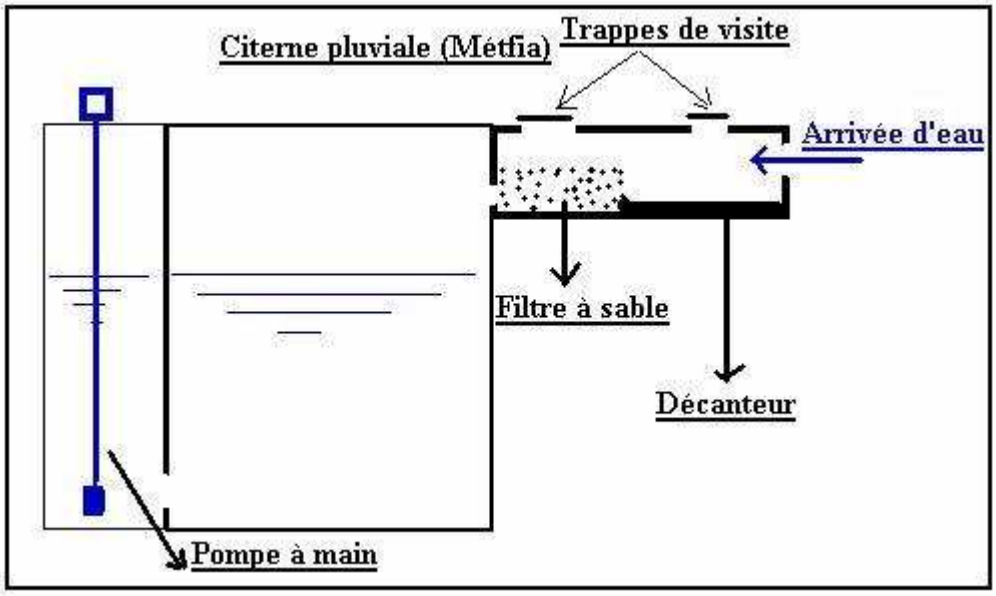
- L'étude topographique est la première investigation à entreprendre pour évaluer la capacité de stockage pour différentes côtes du plan d'eau.
- L'étude géologique et géotechnique permettra d'examiner les assises et leurs caractéristiques. Ceci permettra aussi de prévoir éventuellement les possibilités d'ancrage.
- L'examen et analyse des données climatiques et notamment les valeurs de précipitations et d'évapotranspiration : ETP.

Bassin de retenue d'eaux pluviales aménagé (Belgique)

III) Citernes pluviales :

Une citerne pluviale ou métfia est souvent utilisée en milieu rural comme système de desserte lorsqu'il n'y a pas de ressources en eau. C'est un dispositif de forme généralement rectangulaire et qui se compose principalement de :

- une grille pour permettre l'arrivée d'eau pour remplissage.
- Un décanteur et filtre pour l'élimination des particules en suspension.
- Un réservoir.
- Un puits de puisage qui pourrait être équipé en pompe manuelle.



Ces ouvrages sont alimentés par les eaux de pluie ou par camions citernes.

Camions citernes (3Tonnes) pour le remplissage des métfias dans la province de Chichaoua

En matière de dimensionnement et pour les citernes collectives, les capacités standards sont de 100 à 150 m^3 en fonction de l’importance de la population. Selon une étude menée sur la province de Chichaoua ou une campagne de citernage par camion a été entreprise aux mois de Juin et Juillet 2000, la consommation est de 10 à 15 l/j/habitant. Compte tenu du nombre de mois secs et du coût élevé du transport d’eau par camions citerne, il est recommandé d’aménager de grandes citernes collectives (300 à 500 $m^{3)}$, sinon le prix de revient du m^3 d’eau serait prohibitif (dépassant celui du dessalement d’eau de mer).

Il est conseillé dans le cadre de l’entretien au nettoyage de la cuve au rythme de 1 à 2 fois par an et veiller à la propreté des alentours du dispositif (une clôture grillagée et un gardiennage sont recommandés).

La réutilisation des eaux usées

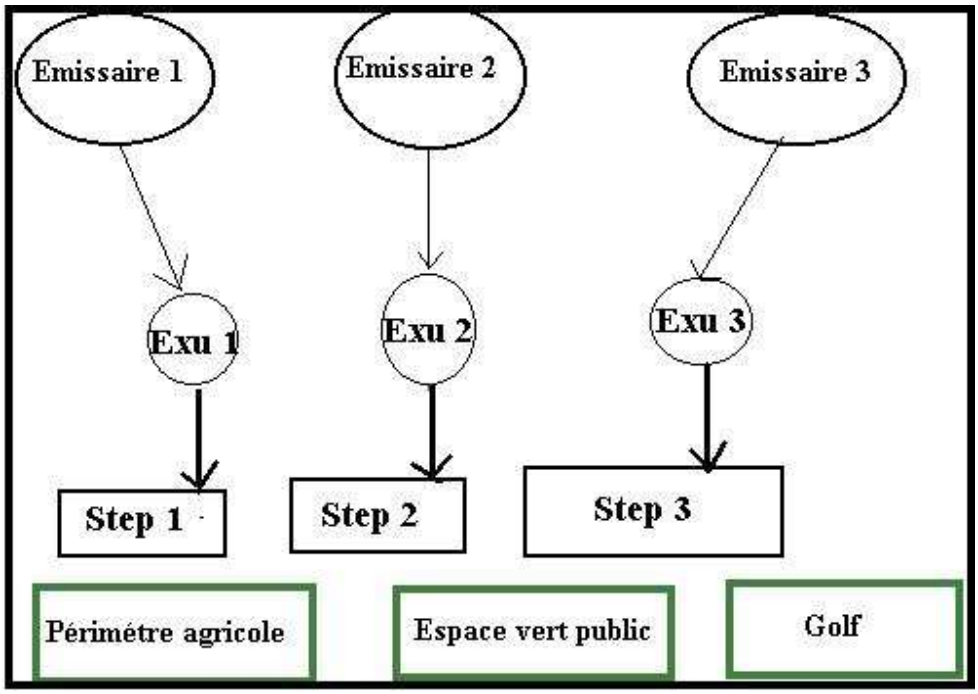
I) Introduction :

Compte tenu de l'importance des débits d'eaux usées domestiques rejetées, la réutilisation de ces eaux après un stade de traitement et d'épuration est justifiée, notamment dans un contexte de rareté des ressources en eau. Dans 70 à 80% des cas et à travers le monde, les eaux traitées sont destinées à l'irrigation (espaces verts publics, golfs, propriétés privées..). On peut également les utiliser dans des usages industriels tels que le refroidissement des chaudières.
Il est également possible –comme l'ont montré beaucoup d'expériences à travers le monde- de traiter des eaux résiduaires jusqu'à les rendre potable en totalité ou moyennant un effet de dilution avec des eaux douces en surface ou bien par injection dans un aquifère. Une expérience de grande envergure a été menée en grande Bretagne en 1997 ou 35 000 m^3 /j (400 l/s en fictif continu) d'eaux usées ont été mélangés avec des eaux de surface.

II) Investigations et précautions à entreprendre :

Dans un projet d'assainissement en général et celui de réutilisation des eaux usées en particulier, il y a lieu d'examiner minutieusement les composantes principales à savoir :

- l'emplacement des exutoires d'eaux usées.
- Le type de traitement et d'épuration envisagé. (pour avoir une idée sur la qualité à la sortie de la station d'épuration).
- L'emplacement des projets envisagés (périmètres irrigués par exemple) : en fonction de l'assiette foncière des terrains.
- Confrontation de la qualité exigée par le projet t celle obtenue à la sortie de la station d'épuration.
- Impact du projet sur l'environnement et étude de sa rentabilité économique.



En définitive l’étude d’un projet d’assainissement liquide comporte trois volets :

1) La conception de l’ossature et la typologie du réseau.
2) Le choix de la filière de traitement.
3) La réutilisation des eaux épurées pour des fins socio-économiques.

Le dessalement d'eaux de mer

I) Introduction :

La principale caractéristique des eaux marines est leur salinité élevée et qui est de l'ordre de 35 g/l (pour la mer morte, elle est de 270 g/l). Deux méthodes sont les plus utilisées à travers le monde pour le dessalement des eaux de mer : la distillation et l'osmose inverse.

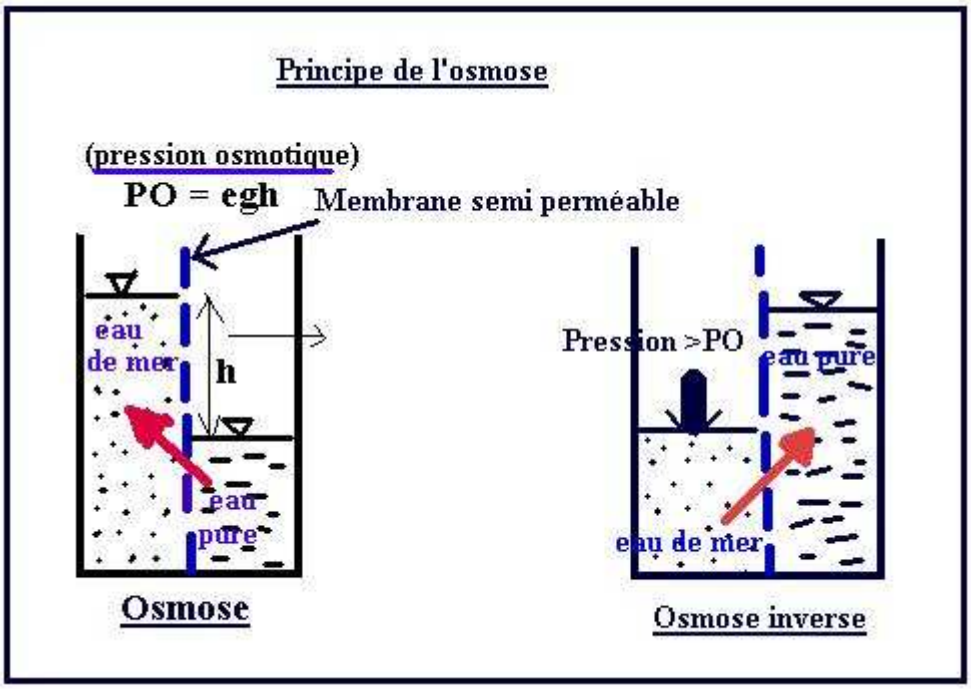
La première phase correspond au pompage des eaux marines avec un traitement préliminaire et notamment l'élimination des particules fines. (Généralement une filtration grossière suivie d'une filtration sur sable).

II) Méthodes de dessalement :

Les procédés de dessalement se caractérisent par leur rendement ainsi que par la teneur en sel résiduel.

L'osmose inverse :

Il s'agit d'une technique membranaire. Les membranes sont de très petites fentes qui peuvent retenir même les sels dissouts.



Le phénomène d'osmose se traduit par un écoulement de la solution diluée vers la solution concentrée. Ceci va s'accompagner d'une élévation de niveau, c'est la pression osmotique qui vaut $P = \rho gh$. En appliquant une pression supérieure à la pression osmotique, on va créer le phénomène à l'envers, c'est l'osmose inverse. Cette expérimentation exige de l'énergie pour maintenir la pression, celle-ci est de l'ordre de 4 à 8 MPa (40 à 80 fois la pression atmosphérique). L'énergie nécessaire est de 4 à 5 Kwh/$m^{3,}$ elle est fournie par une pompe à haute pression qui injecte l'eau dans le module industriel d'osmose inverse. L'eau obtenue à la fin du procédé est de l'ordre de 500 mg/l.

L'expression de la pression osmotique s'écrit **PO = i x C x R x T** avec :

i = nombre d'ions dissociés dans le cas d'une électrolyse.
C = concentration de sels exprimée en moles/m^3.
R = constante des gaz parfaits (8,32 j /mole/°K)
T = température absolue en °K. (T = t°C + 273).

Exemple :

La pression osmotique d'une eau à 25 °C avec une teneur en sels de 30 g/l de chlorure de sodium par litre sera PO = 2 x (30 x1000/58) x 8,32 x 298 soit PO = 25,65 barsp

Selon des études récentes, le prix de revient du m^3 par cette technique est de 1 à 2 dollars. Cette méthode constitue presque 50% de la part du marché mondial.

Au Maroc, les villes de Boujdour et Layoune sont alimentés par dessalement moyennant des unités de production dimensionnées en 1993 respectivement pour des débits de 9 l/s et 81 l/s. Les canaries (Espagne) et les pays du golf persique s'alimentent presque à 100% par cette technique. L'usine d'Ashkelon en Israël produit 320 000 m^3 /jour (3,7 m^3 /s en fictif continu).c'est la référence mondiale concernant cette technique.

Module N° 10 : Législation Marocaine de l’eau

Chapitres :

1) **Le domaine public hydraulique**
2) **La loi 10/95 sur l’eau**

Le domaine public hydraulique

I)Introduction :

Dans le cadre de l'aspect législatif et réglementaire régissant l'exploitation et la mobilisation des ressources en eau, il est admis que tout le patrimoine hydraulique –superficiel et souterrain- constitue un bien public appartenant à l'état. Aucune exploitation ou empiétement n'est réglementaire qu'après l'obtention d'une autorisation préalable auprès des autorités compétentes. Les agences de bassins hydrauliques et selon la loi 10/95 sur l'eau sont les gestionnaires de ce domaine public hydraulique (DPH) et sont habilités à donner les différentes autorisations.

II) Consistance :

Le domaine public hydraulique est constitué par :

1) les lits de cours d'eau, lacs dayats.Les limites sont matérialisées par la ligne atteinte par les plus hautes eaux. Théoriquement, ces limites doivent faire l'objet d'une étude hydrologique et avec des simulations pour différentes périodes de retours.
2) Les aquifères.

III) Exploitations au sein du DPH :

Tout projet ou infrastructure à réaliser empiétant sur un domaine public hydraulique, doit faire l'objet d'une demande d'occupation temporaire du DPH. L'agence de bassin concernée est amenée à réaliser une étude technique ainsi qu'une enquête publique relative à l'impact de ce projet sur les ressources en eau et sur les riverains. Cette autorisation est en principe renouvelable en fonction de l'évolution du contexte régional. Le promoteur est tenu de respecter toutes les directives de l'agence et doit payer une redevance. Toute exploitation ou empiétement illicite d'un domaine public hydraulique est passible de sanctions, voire de poursuites judiciaires.

Le creusement de puits ou forages doit faire également l'objet d'une autorisation de pompage fixant le débit à ne pas dépasser et parfois même, la profondeur à ne pas dépasser. Une redevance annuelle est également stipulée par la loi en fonction du débit autorisé.

Le dossier de demande d'une autorisation de prélèvement d'eau est constitué par les pièces suivantes :

- Demande d'autorisation de prélèvement d'eau.
- Photocopie de la carte d'identité nationale du promoteur.
- Plan de situation de la parcelle objet du projet.
- Plan de situation du puits ou forage ainsi que les équipements annexes.
- Certificat donnant droit de jouissance ou attestation de propriété.
- Engagement du promoteur pour l'installation de compteur.

En principe et pour veiller sur la bonne gestion du DPH, il y a une police des eaux qui a la responsabilité de contrôler sur le terrain le respect des différentes clauses.

Remarques:

- La crue violente de l’oued Ourika au mois d’Aout 1995, avait dévasté beaucoup de constructions en bordures immédiates de l’oued. En fait la majorité de ces infrastructures a été bâtie sur un domaine public hydraulique sans autorisation préalable.

- Dans beaucoup de régions du Maroc, il existe des droits d’eau sur certains points d’eau (sources, séguias….). Ces droits sont très anciens, les ayants droit bénéficient d’une part d’eau sur le débit global. A titre d’exemple, le débit de la source « Ain Asserdoun » est partagé entre l’AEP de la ville de Béni Mellal et les droits d’eau pour irrigation.

- Tout projet d’hydraulique quelque soit son envergure et quelqu’un soit le promoteur doit obéir outre l’étude technique à l’aspect réglementaire et législatif pour ne pas porter préjudice aux ressources en eau et pour respecter les droits des autres promoteurs ayant déjà régularisé leurs situations vis-à-vis du domaine public hydraulique.

La loi 10/95 sur l'eau

I)Introduction :

Les premières lois et textes régissant la gestion du domaine public hydraulique au Maroc remontent à 1914 et ont prévalu jusqu'aux années 90. Cette législation ne répond plus au développement socio-économique du pays, raison pour laquelle le Maroc s'est vu dans la nécessité d'élaborer de nouveaux textes s'adaptant au contexte actuel. Ceci a été concrétisé par la refonte des anciens textes et la promulgation de la loi 10/95 qui a été votée au parlement en 1995.

L'esprit général de la loi est basé sur un usage harmonieux des ressources en eau d'une manière concertée avec tous les usagers de l'eau et ce dans un nouveau cadre institutionnel crée par la même loi à savoir l'agence du bassin hydraulique.

La loi 10/95 a mis également en place le conseil supérieur de l'eau qui est une institution nationale fixant les grandes orientations et priorités de la politique de l'eau au Maroc. Les « macro décisions » sont ensuite déclinées à l'échelle des bassins de régions hydrauliques.

Afin de mieux gérer les ressources en eau, deux principes fédérateurs de cette loi ont été mis en place à savoir :

1) préleveur-payeur
2) pollueur payeur.

Pour bien veiller sur l'application de ces deux principes, la police des eaux à été crée et doté d'un certain nombre de pouvoirs afin d'intervenir sur le terrain à chaque instant.

II) les textes d'application :

Plusieurs textes d'application de cette loi ont été promulgués et publiés au bulletin officiel, on peut citer à titre d'exemple :

- Décret N° 2.97.223 du 24 Octobre 1997 fixant la procédure d'élaboration et de révision des plans directeurs d'aménagement intégré des ressources en eau et du plan national de l'eau.
- Décret N° 2.97.414 du 4 Février 1998 relatif aux modalités de fixation et de recouvrement de la redevance, pour utilisation de l'eau du domaine public hydraulique (redevance de prélèvement).
- Décret N° 2.97.487 du 4 Février 1998 fixant la procédure d'octroi des autorisations et des concessions relatives au domaine public hydraulique.
- Décret N° 2.97.488 du 4 Février 1998 relatif à la composition et au fonctionnement des commissions préfectorales et provinciales de l'eau.
- Décret N°2.97.657 du 4 Février 1998 relatif à la délimitation des zones de protection et des périmètres de sauvegarde et d'interdiction.

En définitive la loi 10/95 constitue un arsenal juridique à même d'accompagner les efforts techniques et financiers consentis par l'état dans l'objectif d'un développement socio-économique harmonieux sur la base d'une bonne gestion quantitative et qualitative des ressources en eau.

Bibliographie

« Hydraulique urbaine » J.Bonnin 1977
« Les réseaux d’assainissement » R.Bourrier 1985
« Hydraulique générale » Edition Moscou 1980
« Hydraulique générale et appliquée » Carlier 1986
« Hydraulique urbaine » A.Dupont 1980
« Hydraulique fluviale » H.Graf
« Hydrogéologie quantitative » G. de Marsily 1981
« Guide technique des bassins de retenues d’eaux pluviales » TEC-DOC Lavoisier 1994
« Gestion des eaux » : cours de l’école nationale des ponts et chaussées, 1985
« L’énergie hydraulique », collection de la direction des études et recherches EDF, 1978
« Manuel de l’adjoint technique du génie rural » SOGREAH, 1974
« Distribution et collecte des eaux », école polytechnique de Montréal, 1994
« Recueil de problèmes d’hydraulique générale » R.Bonnefille, 1981
« Concours professionnels, direction générale de l’hydraulique »
« Mécanique des fluides ». Commollet.
« Systèmes de pompages d’eau en milieu rural » PNUD, OXFAM, 2000
« Dossier de référence à l’usage des techniciens du PAGER » document FAO, TCP/MOR/6613.
« Encyclopédie scientifique Universalis »
« Eléments de géologie » Pierre Bellair et charles Pomerol, collection U, 1982
« Les ABC de l’hydraulique », A.Gouzrou, 2010

Sommaire

Chapitres : **Pages :**

Module N°1 : Hydraulique générale

10) Généralités ----------8
11) Les besoins en eau ----------11
12) L'hydrostatique ----------22
13) Applications fondamentales de l'hydrostatique ----------29
14) Notion de viscosité ----------32
15) Hydrodynamique ----------35
16) Calcul des pertes de charge ----------40
17) Ecoulement à surface libre ----------53
18) Ecoulement dans les orifices, les ajutages et les déversoirs ----------60

Module N°2 : Hydraulique urbaine

9) Généralités sur les pompes hydrauliques ---------- 72
10) Les énergies renouvelables et le pompage de l'eau ----------107
11) Les conduites d'eau ----------110
12) Les châteaux d'eau ---------- 130
13) Les réseaux de distribution ---------- 140
14) Optimisation du débit équipé dans une station de pompage ---------- 156
15) Calcul du prix de revient de l'eau ---------- 158
16) L'hydraulique villageoise ---------- 165

Module N°3 : Hydrologie

7) Généralités sur le cycle de l'eau dans la nature ---------- 173
8) Etude des précipitations ----------182
9) Les cours d'eau ----------188
10) Analyses des crues ----------199
11) Entretien et aménagement des cours d'eau ----------231
12) La modélisation hydrologique ----------234

Module N°4 : Hydrogéologie

11) Eléments de géologie ---------- - 236
12) Généralités sur les eaux souterraines ---------- - 245
13) Les cartes piézométriques ---------- 263
14) Hydraulique souterraine ---------- 278
15) Interprétation des essais de pompage ---------- 285
16) Les cartes thématiques des ressources en eau ---------- 304

17) La modélisation hydrogéologique ---------- 308
18) Les forages d'eau ---------- 311
19) La géophysique appliquée à la recherche de l'eau ---------- 328
20) Les études hydrogéologiques. ---------- 337
21) La radiesthésie. ---------- 354

<u>Module N°5</u> : Aménagements hydrauliques

4) Généralités sur les barrages ----------357
5) Généralités sur les ouvrages annexes des barrages ----------365
6) Les centrales hydroélectriques ----------370

<u>Module N°6</u> : Qualité des eaux

1) Caractéristiques physico-chimiques de l'eau …… ……387
2) Caractéristiques biologiques de l'eau ……399
3) Traitement des eaux potables…… ……407
4) La pollution de l'eau…… …….. 412

<u>Module N°7</u> : Gestion et planification des ressources en eau

1) Aspects généraux de la gestion et la planification de l'eau……. 421
2) Les modèles de simulation et de prévision…… 443
3) Les catastrophes naturelles…… 452
4) L'analyse économique des projets de mobilisation des ressources en eau 458

<u>Module N°8</u> : Assainissement

1) Généralités sur l'assainissement…….462
2) Conception et calcul des réseaux d'assainissement…….. 478
3) Rejet et épuration des eaux usées…….. 502
4) Notions sur l'assainissement solide…… …….. 516
5) Impact des projets d'aménagement sur l'environnement…… …….. 520

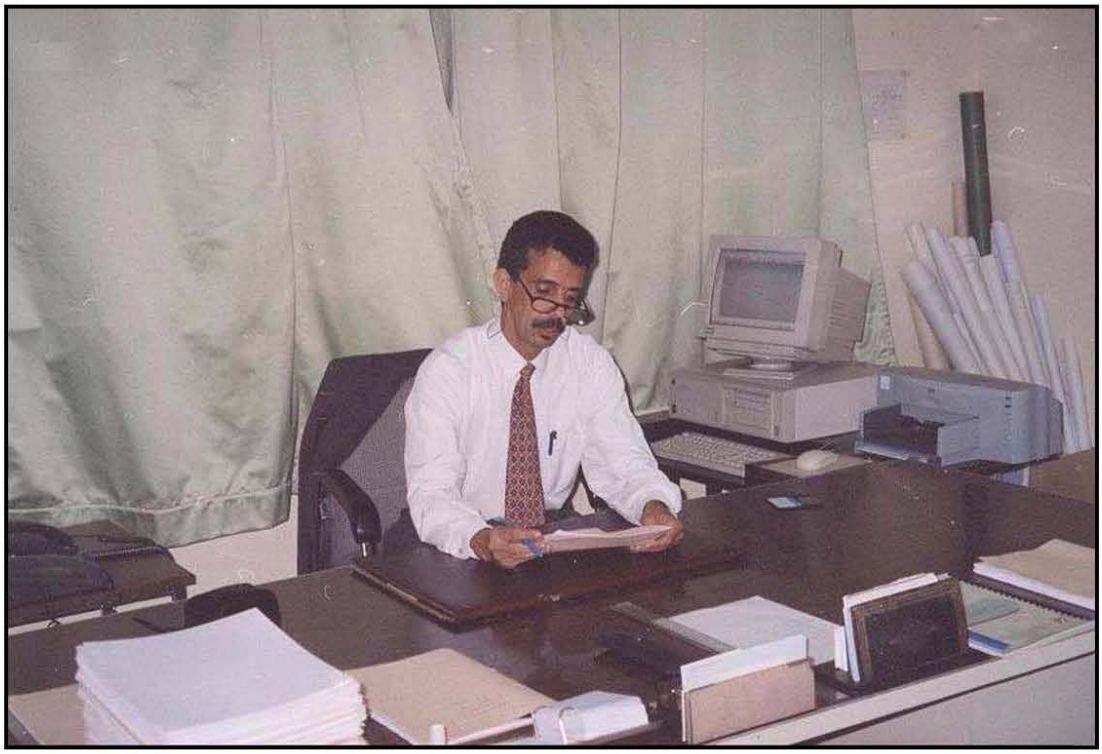
<u>Module N°9</u> : les ressources en eaux non conventionnelles.

1) La recharge artificielle de nappes…… 525
2) La collecte des eaux pluviales…… 529
3) La réutilisation des eaux usées…… 533
4) L e dessalement d'eaux de mer…… 535

<u>Module N°10</u> : Législation Marocaine de l'eau

1) Le domaine public hydraulique…… 538
2) La loi 10/95 sur l'eau…… 540

HERD
HERD



Généralités d'hydrogéologie

« Je me souviens lorsque j’étais au lycée en classe de terminale, on nous enseignait dans les premiers cours de philosophie que celle-ci est la mère des sciences. Aujourd’hui, avec le recul et l’expérience sur le terrain, je dis que c’est plutôt l’hydraulique qui en est le cas. En effet, dans tout projet, il y a une dimension technique (pluridisciplinaire), économique, sociale, environnementale, juridique et même parfois politique. « Qui dit mieux ! »

Abdeljalil Gouzrou

- **أتمنى أن يعطي هذا الكتاب قيمة مظافة بالنسبة للطلبة و كذلك للعاملين في ميدان الماء ***

- Je souhaite que ce document réponde aux besoins des étudiants ainsi que du personnel exerçant dans le domaine de l’eau*

- Espero que ese documento sea beneficioso para estudiantes y tambien a la gente trabajando en el dominio del agua*

- I hope that this document gives answers and plus value for students , the same for the staff working in agua field*

Abdeljalil Gouzrou.
E-mail : agouzrou@yahoo.fr

تمَّ بحمد الله

Le présent ouvrage, conçu pour la formation, est à caractère pluridisciplinaire, il est destiné aux ingénieurs, universitaires et techniciens travaillant dans le domaine de l'eau. Il doit être considéré comme un guide et un aide mémoire car il ne prétend pas à l'exhaustivité. L'auteur est né à Marrakech en 1959, lauréat de l'école Mohammadia d'ingénieurs (Rabat, promotion 1983). Il a travaillé au sein de la direction générale de l'hydraulique ou il a assumé beaucoup de responsabilités et mené beaucoup d'études durant la période 1983-2005. Depuis cette date et jusqu'à nos jours, il poursuit sa carrière dans le secteur privé en tant que consultant auprès des bureaux d'études et entreprises. L'auteur est également enseignant vacataire dans l'institut supérieur des techniciens des travaux publics (Marrakech). Son présent livre est le fruit d'un certain nombre d'expériences diversifiées dans le secteur de l'eau.