

## **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<sup>3</sup> 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 à 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  $Q_e$ .

Les sorties représentent tout ce qui sort 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  $Q_e \leq Q_s$ , 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 ( $Q_e, Q_s$ ) 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.

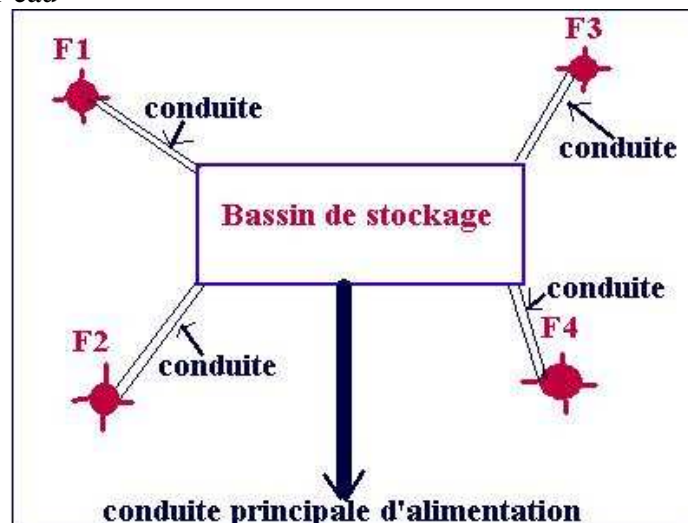
En matière de prévision, les modèles de simulation donnent des renseignements très précieux en ce sens qu'on projette un débit  $Q$  représentant les aménagements prévus surtout en un endroit déterminé et le modèle permet de prévoir les rabattements qui en résulteront. En fonction de ces rabattements l'hydrogéologue décide la faisabilité ou pas d'un projet futur. Parfois des prélèvements supplémentaires sont retenus même si l'état d'équilibre est atteint ou dépassé ( $Q_s > Q_e$ ) à conditions que ces prélèvements 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.

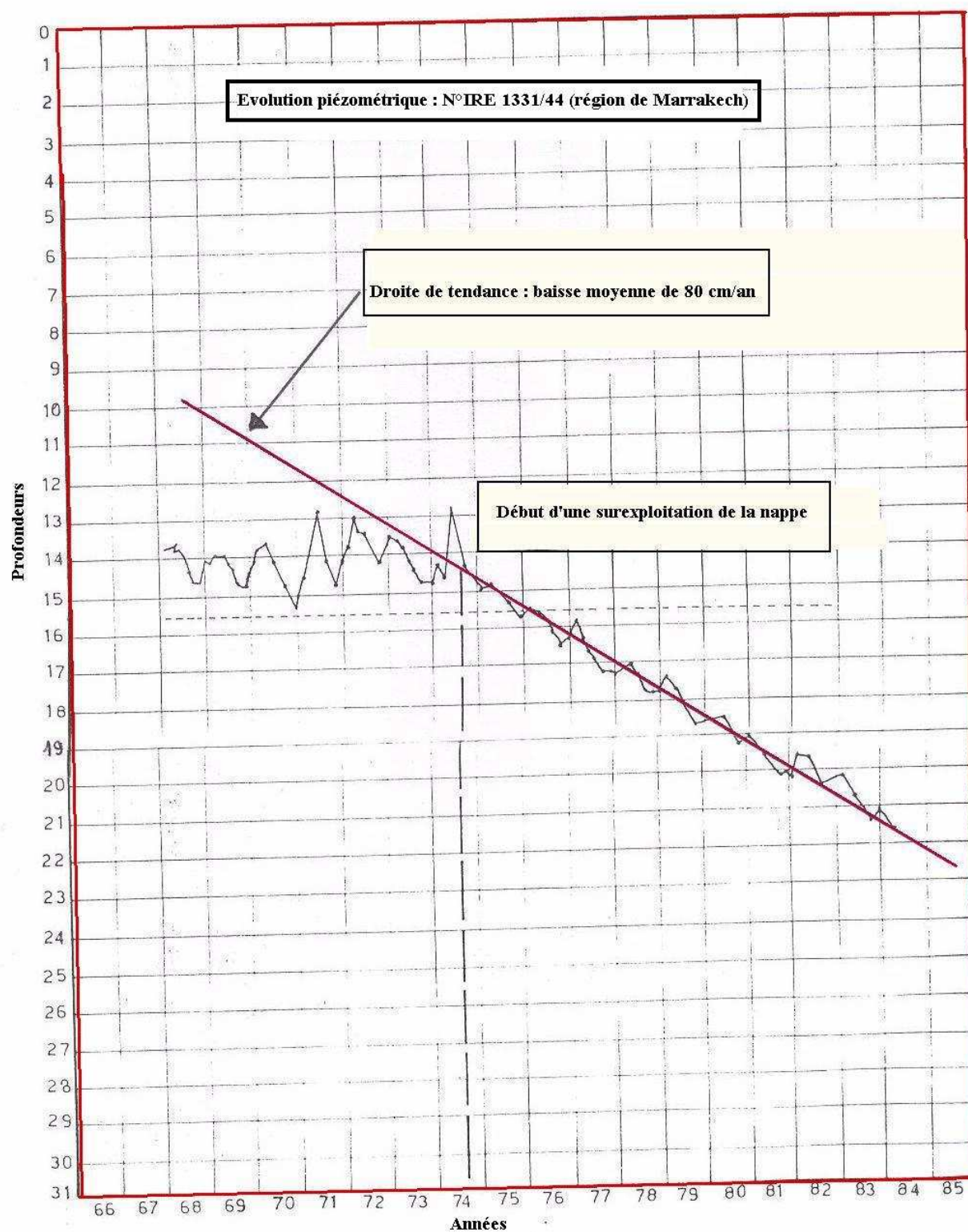
La planification de l'eau impose également de connaître la limite de saturation des ouvrages c'est à dire l'horizon pour lequel l'ouvrage en question n'assurera plus en totalité les besoins demandés.

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

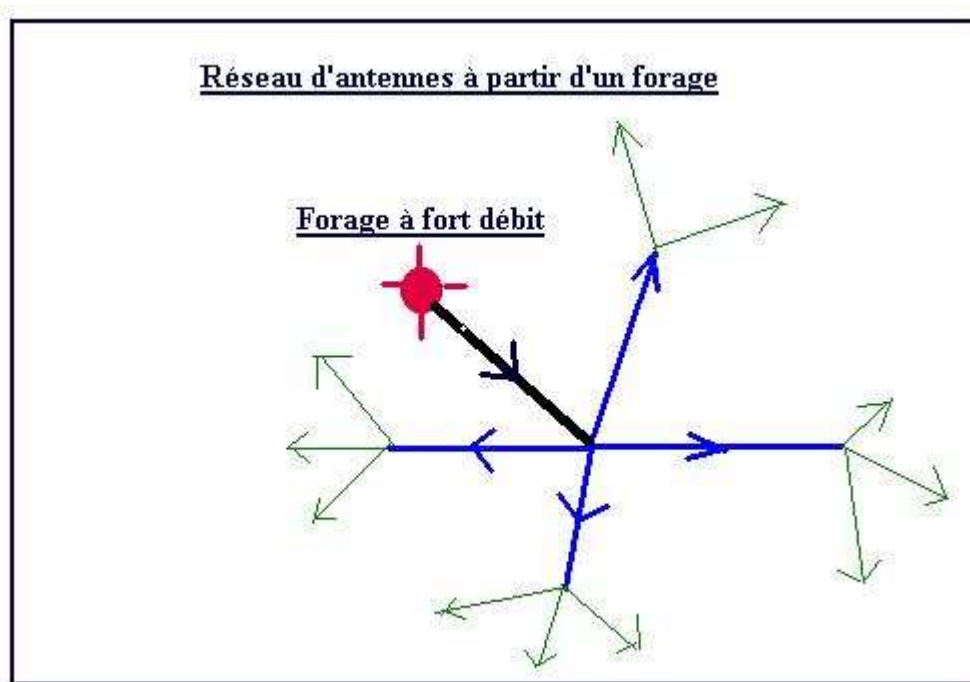




### **Remarque :**

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 coûteux) 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 séguías -(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.

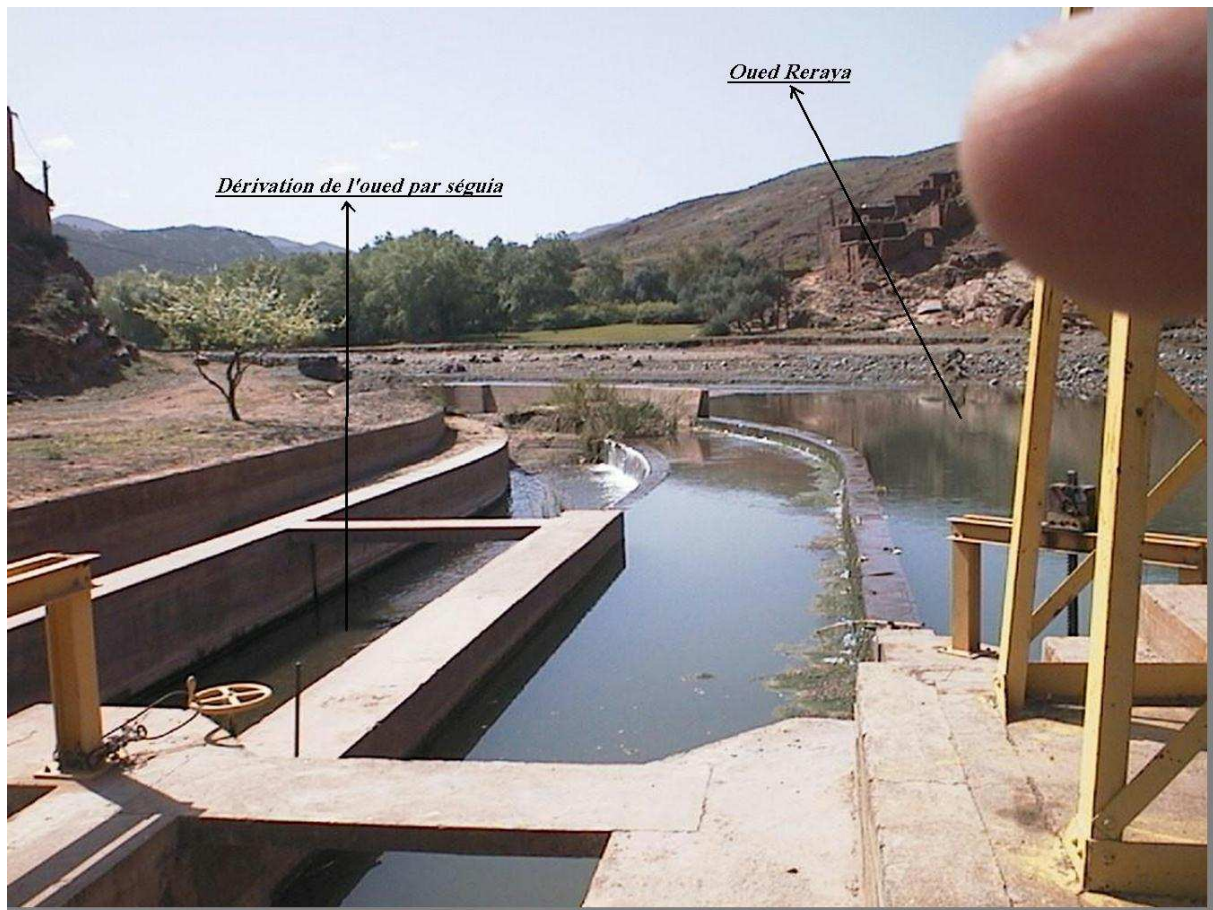
Pour l'affectation des ressources en eau et leurs partages entre les différents usagers, les départements de tutelle élaborent des plans directeurs (PDAIRE : plans directeurs d'aménagement intégré des ressources en eau) qu'on doit actualiser tous les 5 ou 10 ans en fonction des situations.

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.

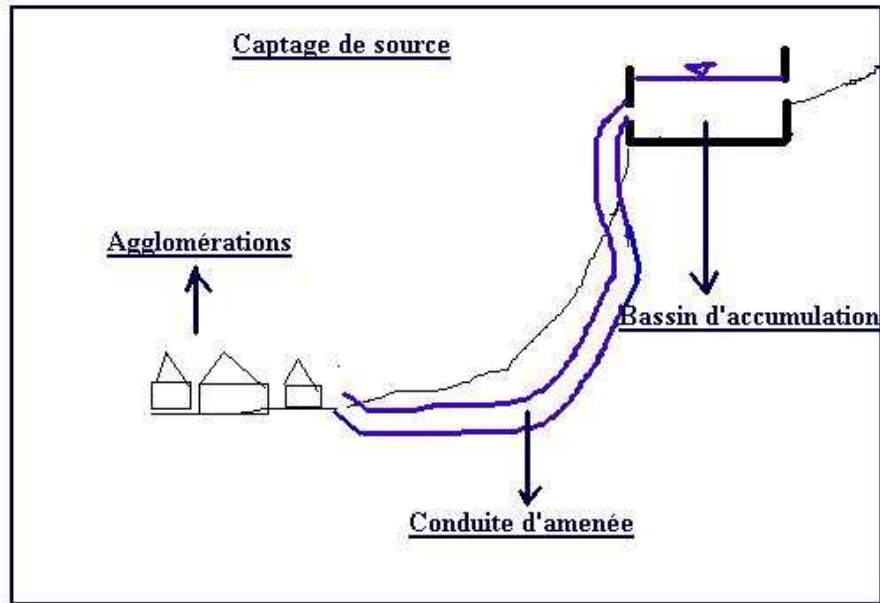




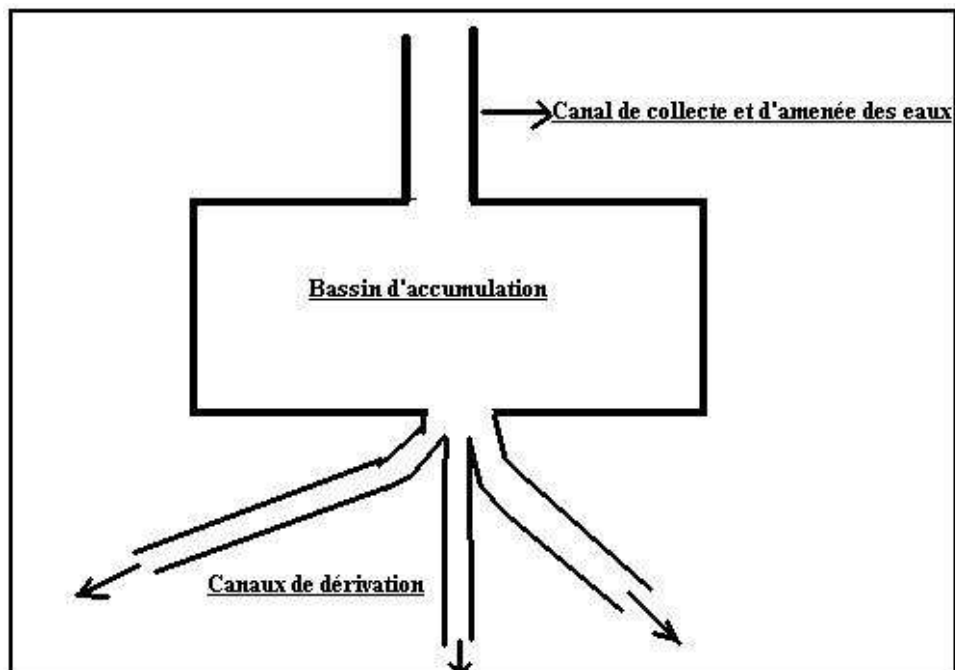
**Exemple d'une gestion des eaux de surface : dérivation des eaux de crues par séguias modernes pour l'irrigation et partage des eaux entre exploitants (Haouz de Marrakech)**

**Aménagement de sources :**

Les filets liquides issus d'une source peuvent être collectés au sein d'un bassin d'accumulation puis distribués 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 aménagées par canaux servant au partage et gestion de l'eau entre bénéficiaires.





**Canal d'irrigation issue de la source Abainou ( $Q = 400 \text{ l/s}$ ) dans la région de Chichaoua**



**Bilan hydraulique du barrage El Massira (1994/1995)**

**(Volumes en Mm<sup>3</sup>)**

<b>Paramètres de gestion</b>	<b>Sep</b>	<b>Oct</b>	<b>Nov</b>	<b>Dec</b>	<b>Janv</b>	<b>Fev</b>	<b>Mars</b>	<b>Avril</b>	<b>Mai</b>	<b>Juin</b>	<b>Juil</b>	<b>Aout</b>	<b>1994/95</b>	<b>1993/94</b>
<b>Apport réel</b>	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
<b>Coeff d'hydraulicité</b>	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
<b>Evaporation + fuites</b>	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
<b>Stock ou destock</b>	-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
<b>turbinage</b>	69,9	35,2	50,8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	155,9	466
<b>Evacué ou déversé</b>	0	25,2	3	76,6	20,6	44,3	53	47,5	41	32,6	30	32,1	405,9	70,9
<b>Total aval</b>	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
<b>Irrigation + EPI</b>	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
<b>Côte au 1<sup>er</sup> en m</b>	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	
<b>Volume total</b>	529,3	468,7	456,6	444	391	393,3	370,5	347,4	400	372,5	348,1	330	303,7	
<b>Coefficient de remplissage (%)</b>	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)**

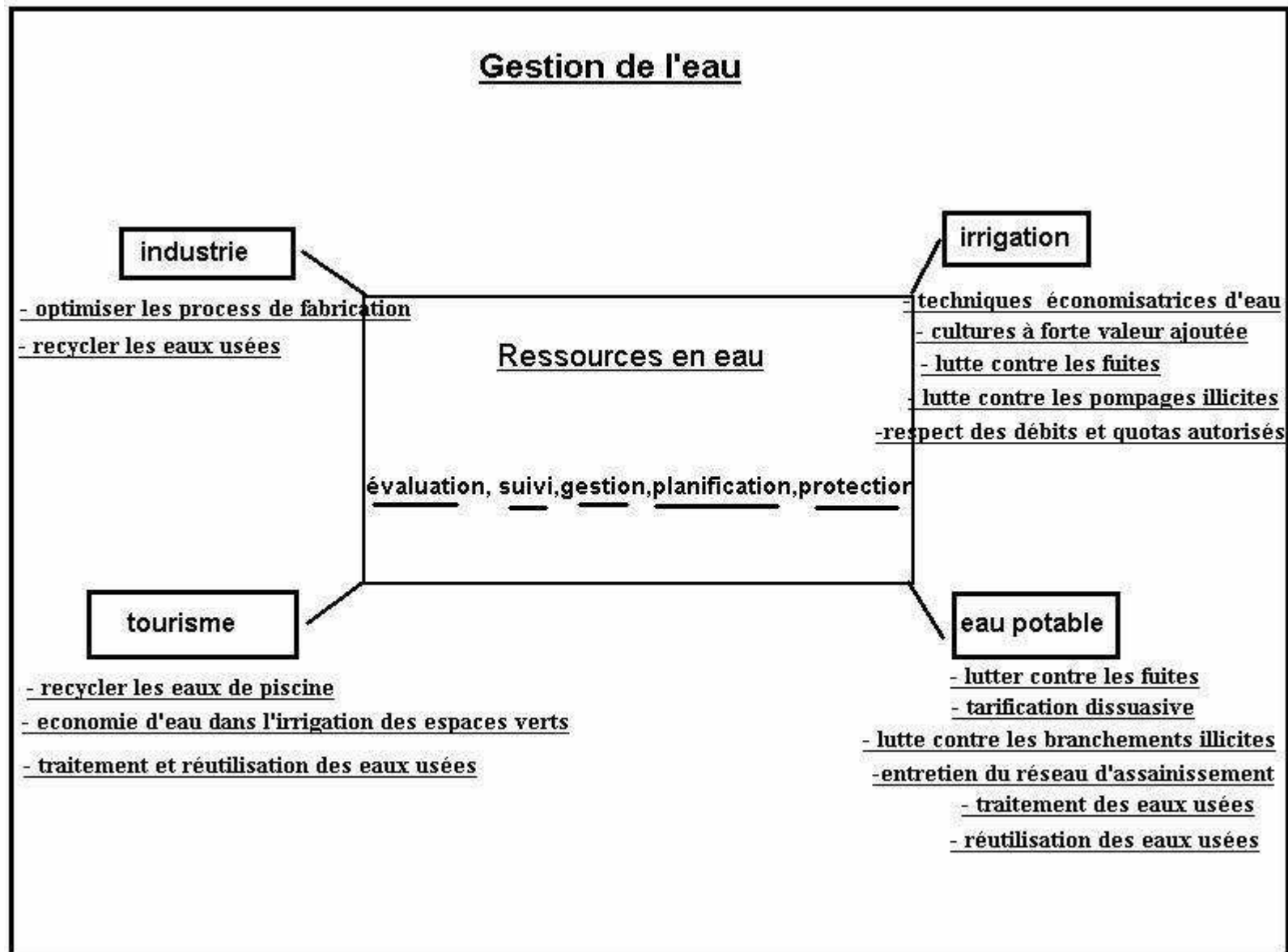
<b>Périmètre</b>	<b>Besoins</b>
<b>Béni Moussa</b>	710 Mm <sup>3</sup> à partir de Bine El Ouidane pour irriguer 60000 ha. Un autre périmètre de 9500 ha est irrigué par les eaux souterraines.
<b>Béni Amir</b>	470 Mm <sup>3</sup> provenant du barrage Kasba Tadla via le canal des Béni Amir.
<b>Tessaout aval</b>	235 Mm <sup>3</sup> à partir de Bin El Ouidane + 10 Mm <sup>3</sup> à partir du barrage Moulay Youssef.
<b>Tessaout amont</b>	250 Mm <sup>3</sup> à partir du barrage Moulay Youssef.
<b>Bas service des Doukkalas</b>	550 mMm <sup>3</sup> 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 <sup>3</sup> .

**Remarque :**

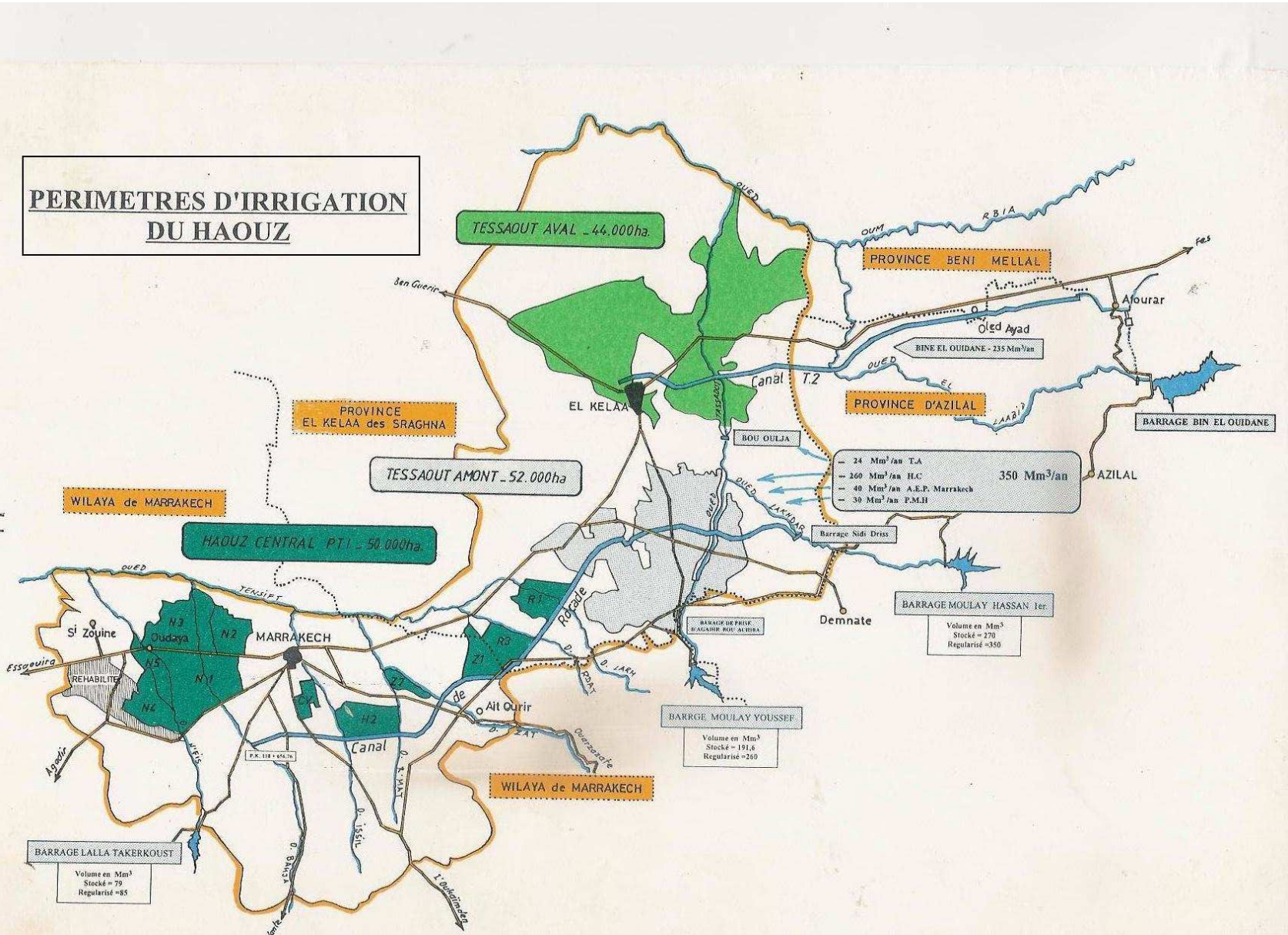
Les dotations avancées ont été calculées selon trois critères :

- la nature des assolements.
- La méthode d'irrigation.
- La superficie irriguée.

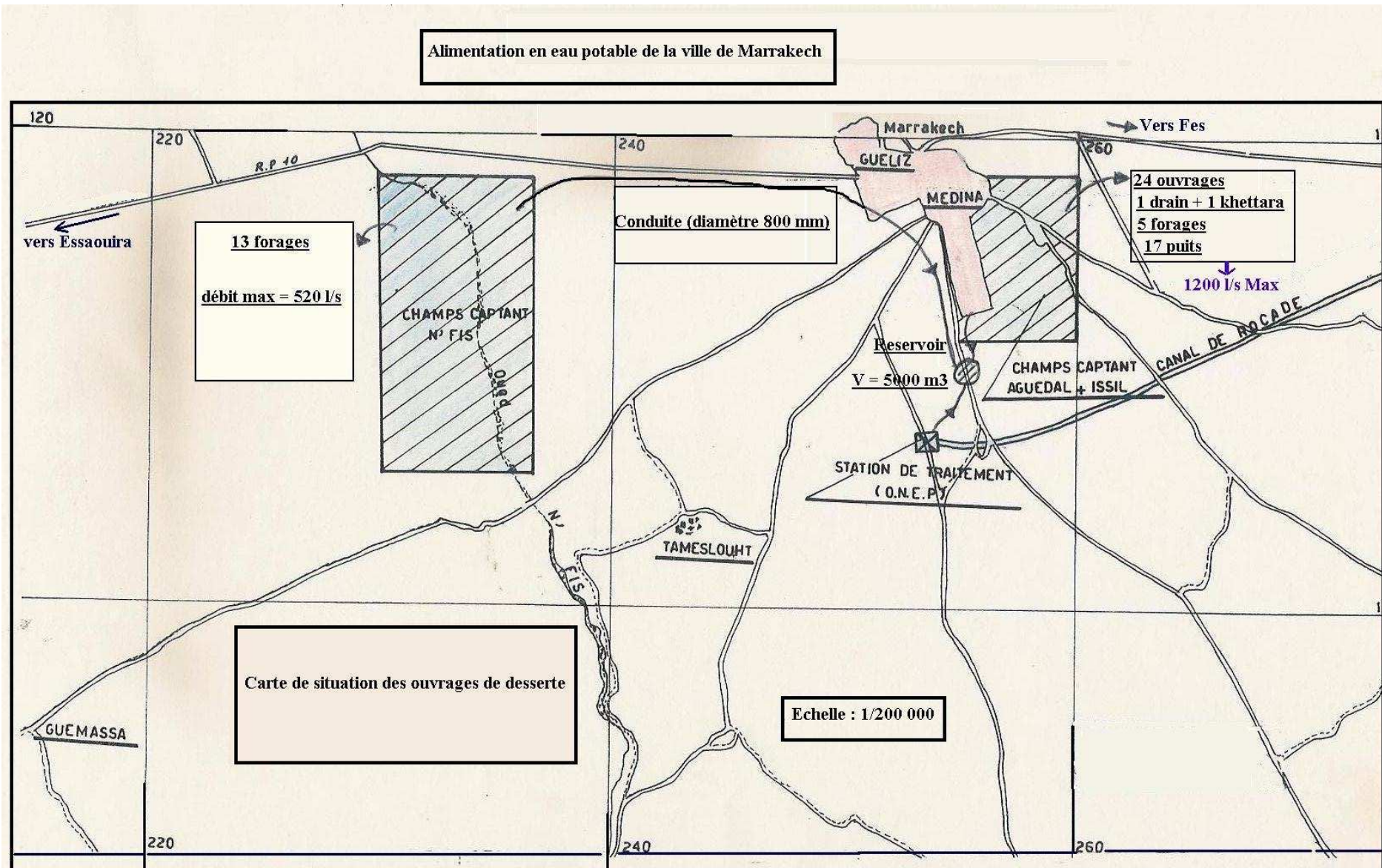
En fait, ces chiffres peuvent être réduits en fonction des paramètres précédemment cités. Une bonne gestion est celle qui optimise les volumes d'eaux mobilisées dans l'objectif d'une meilleure plus value socio-économique.











**Volumes d'eau réellement consommés dans l'irrigation par systèmes Pivot**

**(Projet pilote de la bahira centrale : province d'El Kelaa des Sraghnas)**

<b>Pivots</b>	<b>Superficie (Ha)</b>	<b>90/91</b>	<b>91/92</b>	<b>92/93</b>	<b>93/94</b>
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
		<b>0,121 l/s/ha</b>	<b>0,161 l/s/ha</b>	<b>0,161 l/s/ha</b>	<b>0,111 l/s/ha</b>

**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 continu 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**

ANNEES	STATISTIQUES		PREVISIONS			
	.	2008	2010	2015	2020	2025
<b><u>POPULATION TOTALE (hab)</u></b>		<b>1000</b>	<b>1022</b>	<b>1080</b>	<b>1140</b>	<b>1204</b>
- 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
<b><u>DOTATION (l/hab/j)</u></b>						
- Population branchée			50	50	50	50
- Population non branchée			20	20	20	20
- Administrative			5	5	5	5
- Industrielle			0	0	0	0
<b> Globale Nette</b>			18	18	18	18
<b> Globale Brute</b>			21	21	21	21
<b><u>CONSOMMATION (m³/j)</u></b>						
- Population branchée			51	54	57	60
- Population non branchée			0	0	0	0
- Administrative			5	5	6	6
- Industrielle			0	0	0	0
<b>TOTAL</b>			<b>56</b>	<b>59</b>	<b>63</b>	<b>66</b>
<b><u>RENDEMENT (%)</u></b>						
- Réseau			85	85	85	85

- Adduction		95	95	95	95
<b>GLOBAL</b>		<b>81</b>	<b>81</b>	<b>81</b>	<b>81</b>
<b><u>COEFFICIENT DE POINTE</u></b>					
- Coefficient de pointe journalière		1.5	1.5	1.5	1.5
- Coefficient de pointe horaire		2.0	2.0	2.0	2.0
<b><u>BESOINS A LA DISTRIBUTION (l/s)</u></b>					
- Moyens		0.77	0.81	0.85	0.90
- Pointe journalière		1.15	1.21	1.28	1.35
- Pointe horaire		2.30	2.43	2.56	2.71
<b><u>BESOINS A LA PRODUCTION (l/s)</u></b>					
- 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  $65\,000\text{ m}^3/\text{jour}$ .

Au cours d'une année très sèche, la réserve d'eau disponible au barrage alimentant cette ville n'est que de  $4\,738\,000\text{ m}^3$ . 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  $15120\text{ m}^3/\text{jour}$ . Les besoins étant de  $65\,000\text{ m}^3/\text{jour}$ , il faut combler un déficit de  $49880\text{ m}^3/\text{jour}$ . 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 effectué à partir de la station de traitement située au pieds 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
<b>T O T A L</b>	<b>30.000</b>	<b>-</b>

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

### **Réponses :**

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

$$Q_1 = 782 \text{ l/s}$$

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

$$Q_2 = 260 \text{ l/s}$$

Q (Total de la ville) =

$$1042 \text{ l/s}$$

Population rurale (25.000 habitants) ; dotation de 30 l/j/hab

$$Q_3 = 9 \text{ l/s}$$

Donc le débit total en matière d'eau potable est

$$Q = 1051 \text{ l/s}$$

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

- $Q (\text{Larache city}) = 1042 \text{ l/s} - \text{rendement} = 80 \%$

$$\text{Donc } \frac{1042}{Q_{\text{amont}}} = 0,8 \text{ soit}$$

$$Q_{\text{amont}} = 1303 \text{ l/s}$$

- $Q (\text{rural}) = 9 \text{ l/s} - \text{rendement} = 60 \%$

$$\text{Donc } \frac{9}{Q_{\text{amont}}} = 0,6 \text{ soit}$$

$$Q_{\text{amont}} = 15 \text{ l/s}$$

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

$$\frac{1318}{Q_{\text{amont}}} = 0,75$$

$$Q_{\text{amont}} = 1757 \text{ l/s}$$

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 (m <sup>3</sup> /s)
<b>Agrumes</b>	<b>2.72</b>
<b>Arboricultures</b>	<b>0.53</b>
<b>Vignes</b>	<b>0.22</b>
<b>Betterave</b>	<b>0.37</b>
<b>Canne à sucre</b>	<b>0.33</b>
<b>Fourrages</b>	<b>0.16</b>
<b>Maraîchages</b>	<b>0.97</b>
<b>Céréales</b>	<b>1.54</b>
<b>T O T A L</b>	<b>6.84</b>

$Q (\text{besoins}) = 6.84 \text{ m}^3/\text{s} ; \text{rendement} = 60 \%$  donc

$$\frac{6.84}{Q_{\text{amont}}} = 0.6$$

$$Q_{\text{amont}} = 11.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

**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 :  $5000 \times 300$  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 1<sup>er</sup> trimestre de la 1<sup>ère</sup> 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  $500\,000\text{ m}^3$ , l'envasement annuel est de  $20\,000\text{ m}^3$ , 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 a chuté de  $(1330 - 500 / 1330)$  soit une baisse de 60%. Ceci est dû 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 :

$$\frac{\partial}{\partial x} (T_x(x, y) \frac{\partial H}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (T_y(x, y) \frac{\partial H}{\partial y}) + Q(x, y) = 0$$

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 ou peu nombreuses, on a toujours une réponse mais non réelle.

## II.3- Simulations en régime transitoire :

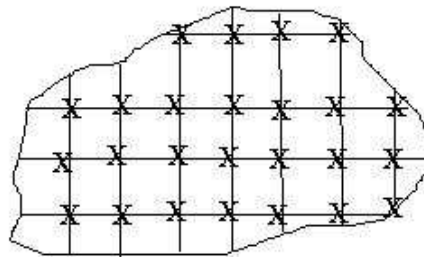
C'est l'analyse prospective de l'aquifère et de son comportement futur. En effet on peut simuler des pompages par endroits et le modèle répond par l'évolution de la surface piézométrique.

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.

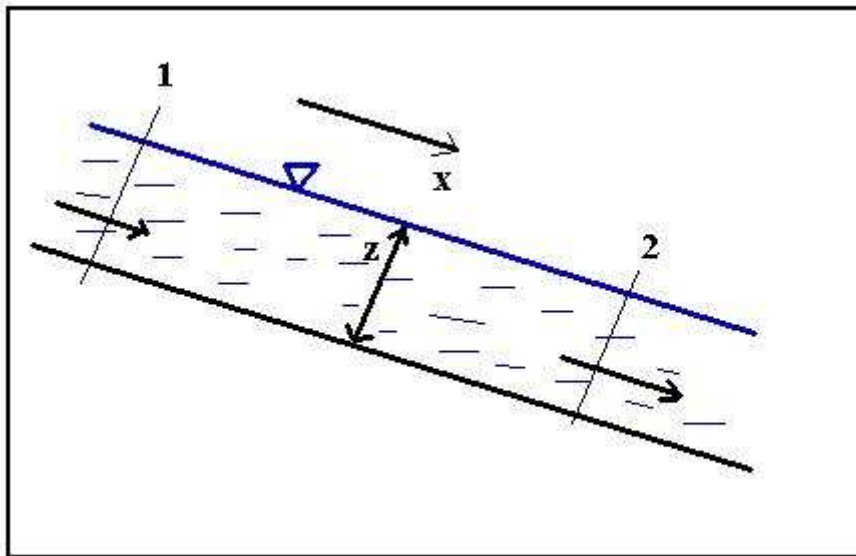
**III) La modélisation en hydrologie :**

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.



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

$$\frac{\partial Q(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2(x, t)}{S(x, t)} \right) + g S \frac{\partial z(x, t)}{\partial x} + g S J = k q_l V \quad (2)$$

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

### **III.1) Les données nécessaires à une étude de modélisation :**

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 :

- 6) la géométrie de l'espace physique étudié
- 7) les entrées du système
- 8) les lois mathématiques décrivant le phénomène à simuler
- 9) l'état initial et les conditions aux limites
- 10) 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) la loi des mailles :**

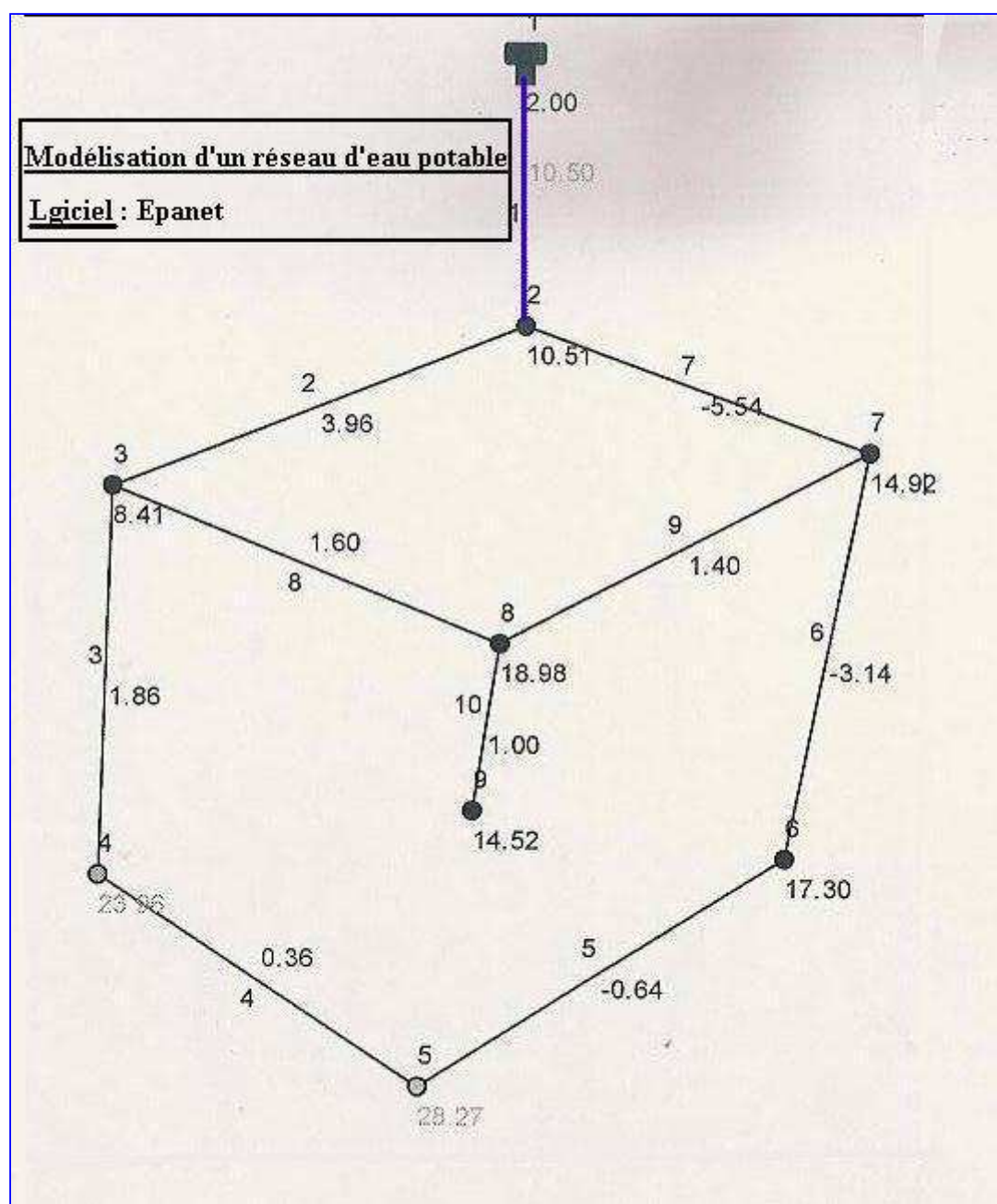
En choisissant un sens positif arbitraire, la somme algébrique des pertes de charges est nulle.

$$\Sigma(\Delta H)_{\text{algébrique}} = 0$$

Les lois de Kirchhoff 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

État 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

État des Arcs du Réseau

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km	État
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 ...)

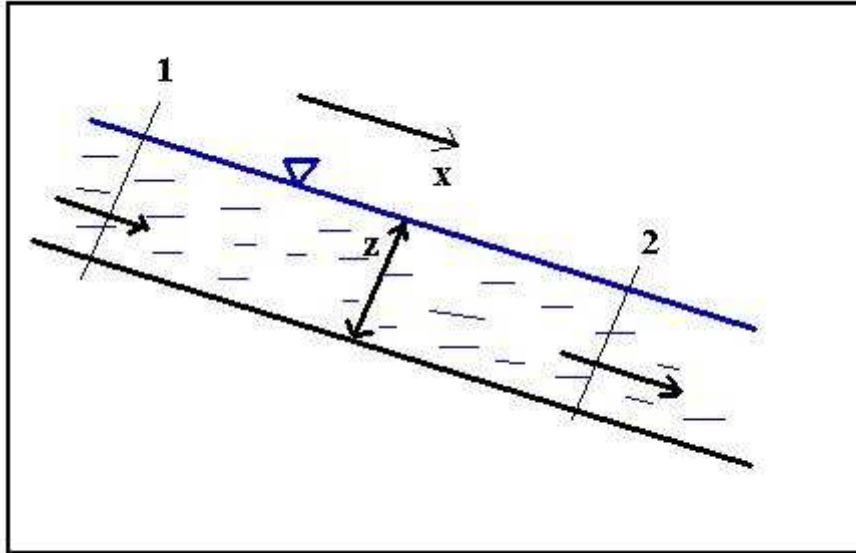
L'origine de la catastrophe ne réside pas dans la valeur exceptionnelle de P (pluviométrie) mais plutôt dans la valeur de i (intensité de pluie). Exemple, la crue de l'ourika en Aout 1995 est due à une pluviométrie de 28mm concentrée sur une demi-heure !!

#### 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.



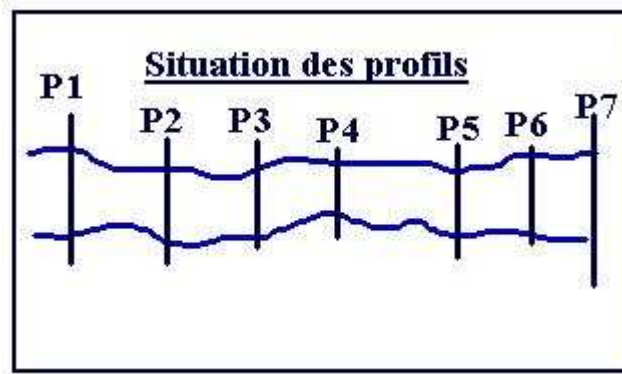
$$\frac{\partial S(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x, t)}{\partial x} = q_l \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2(x, t)}{S(x, t)} \right) + g S \frac{\partial z(x, t)}{\partial x} + g S J = k q_l V \quad (2)$$

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

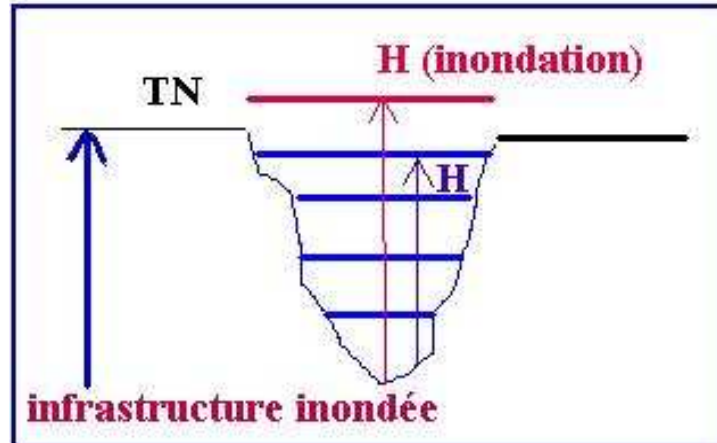
Il existe dans une rivière et pour des raisons géomorphologiques des tronçons très vulnérables ou points névralgiques. Aussi, une cartographie détaillée de ces points est indispensable avec également un classement en matière de priorité. Ceci impose de concevoir des ouvrages de protections appropriés (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 :  $1,45 \text{ Km}^2$
  - Pluie moyenne :  $300 \text{ mm/an}$
  - Crue décennale estimée :  $8 \text{ m}^3 / \text{s}$
  - Crue centennale estimée :  $24 \text{ m}^3 / \text{s}$
  - 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** :  $24 \text{ m}^3 / \text{s}$
  - **Hauteur** : 2,5 m.
  - **Largeur** : 3,5 m.
  - **Longueur** : 150 m.
  - **Volume de béton** :  $400 \text{ m}^3$ .
  - **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<sup>3</sup> 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 !!!

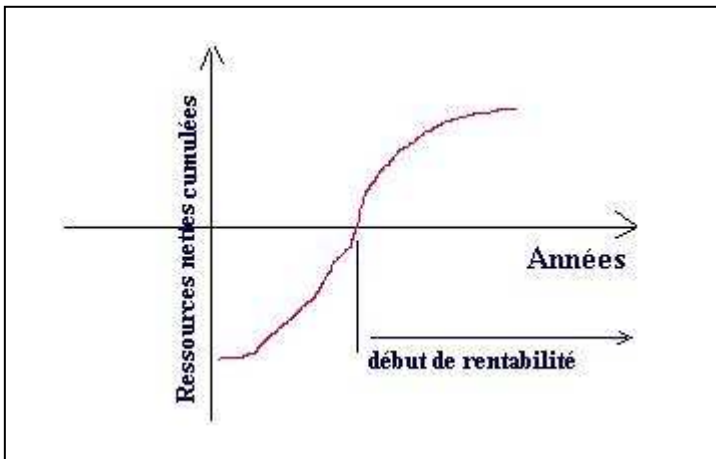
La ville de Tanger a connu également la même situation en 1995 et un citernage par bateaux s'effectuait depuis le bassin de l'Oum Errbia.

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 dès 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

$$V_0 = V_n (1+i)^{-n}$$

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  $F_0, F_1, F_2, F_3, \dots, F_n$ , les cash flow d'un projet pour les années 0, 1, 2, ..., n.

$$VAN = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{F_k}{(1+i)^k} - I_0$$

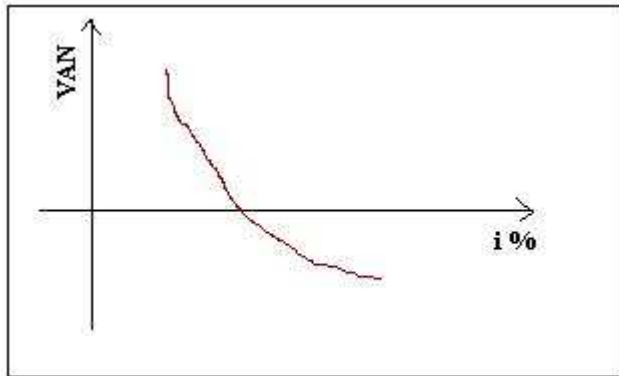
$i$  = taux d'actualisation.

$I_0$  = 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 :

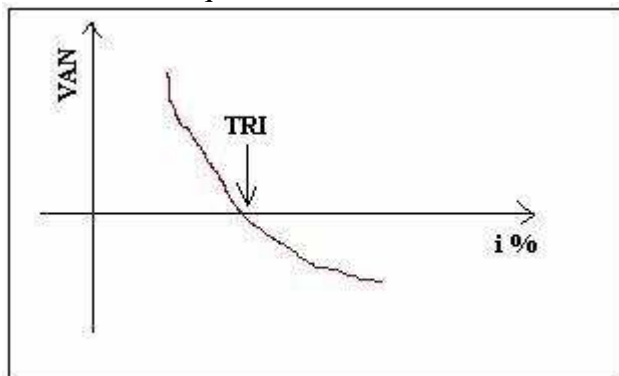
Une entreprise a le choix entre deux investissements. Le premier de 400000 Dhs et le second de 360000 Dhs. Le taux d'actualisation est de 12%. Quel est alors le projet le plus rentable pour l'entreprise ?

	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) le TRI :

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.

### Remarque :

VAN et TRI se calculent directement sur Excel (fonctions, finances, VAN, TRI)