



MICROFICHE N°

05884

République Tunisienne

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE

DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية  
وزارة الزراعة

المركز القومي  
للتوثيق الفلاحي  
تونس

F 1

O.V.V.N. & P.P.I.  
DIRECTION DES ETUDES

PERIMETRES DE ESTOUR - EDJEL EL BAB

ETUDE TECHNICO - ECONOMIQUE COMPARATIVE DES DIVERSES  
SOLUTIONS D'IMPLANTATION DES OUVRAGES PRINCIPAUX

DOSSIER TM 03

NOMEMBRE 1978

O.M.V.V.H. & P.P.I.  
DIRECTION DES ETUDES

PROJET INTEGRE DE IDI ALEM  
PERIMETRES DE ESTOUR - EDJEZ-EL-BAD

ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE COMPARATIVE DES  
DIVERSES SOLUTIONS D'IMPLANTATION DES OUVRAGES PRINCIPAUX

" DOSSIER SCHEMAS "

-1-1-1-

G.E.R.S.A.R.

DOSSIER TM.03  
NOVEMBRE 1978

# SO M A I R E



## INTRODUCTION

### CHAPITRE I. BASE DE L'ETUDE

- 1.1 Données topographiques
- 1.2 Données des réseaux
- 1.3 Le barrage de Sidi Salem
- 1.4 La Medjerda
- 1.5 Prix d'ordre

### CHAPITRE II. SCHEMA TESTOUR

- 2.1 Position du problème
  - 2.1.1. Schéma retenu à la factibilité
  - 2.1.2. Nécessité d'un nouveau schéma
- 2.2 Solution prise au barrage (Type A)
  - 2.2.1. Prélèvement du barrage
  - 2.2.2. Refoulement
- 2.3 Solution prise en rivière (Type B)
  - 2.3.1. Prise d'eau
  - 2.3.2. Pompage
  - 2.3.3. Refoulement
  - 2.3.4. Comparaison  $B_1/B_2$
  - 2.3.5. Comparaison  $B_3/B_4$
  - 2.3.6. Comparaison  $B_1/B_3$
- 2.4 Comparaison  $A_2/B_1$
- 2.5 Choix

### CHAPITRE III. SCHEMA DE MEDJEZ-EL-BAJ

- 3.1 Position du problème
  - 3.1.1. Schéma retenu à la factibilité
  - 3.1.2. Nécessité d'un nouveau schéma
- 3.2 Eléments hydrauliques et physiques
  - 3.2.1. Sites de prise
  - 3.2.2. Site de réservoirs
  - 3.2.3. Précanavas réseau
- 3.3 Schémas pris en compte, comparaison
  - 3.3.1. Combinaison de sites
  - 3.3.2. Description et estimation de la solution  $M_1$
  - 3.3.3. Description et estimation de la solution  $M_2$
  - 3.3.4. Description et estimation de la solution  $M'_2$

.../...

3.3.5. Autres solutions possibles sur le site  $S_2$

3.3.6. Conclusion

ANNEXE I. - COMPARAISON  $A_1/A_2$

TABLEAU I.1 - CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

TABLEAU I.2 - ESTIMATION COMPARATIVE

ANNEXE II. - COMPARAISON ECONOMIQUE ENTRE LES SITES DE PRISE D'EAU  $B_1$  et  $B_3$

ANNEXE III. - COMPARAISON  $A_2/B_1$

ANNEXE IV. - ESTIMATION DE LA SOLUTION  $M'_2$  EN  $10^3$  D.T

## INTRODUCTION

Les périmètres de Testour et Medjez-El-Bab ont fait l'objet d'une étude de factibilité présentée en 1975. Cette étude qui cerne les caractères dominants des zones à irriguer a donné les limites des périmètres et les grandes lignes de leur ossature hydraulique.

Cependant il a été vu au dossier TM 01 : ETUDE CRITIQUE DE LA FACTIBILITE, que les dispositions retenues n'apparaissent pas toujours les plus judicieuses et qu'un dossier complémentaire de schémas s'avérait nécessaire.

Le but du présent dossier sera ainsi de décrire et de comparer, plusieurs solutions envisageables pour la desserte en eau. L'étude portera sur les ouvrages de structure (station, réservoirs, refoulements) et non sur les réseaux proprement dits.

Ce dossier est devenu d'autant plus nécessaire d'ailleurs, que les réseaux retenus après canovas diffèrent assez nettement des réseaux initiaux, les périmètres ayant été étendus à des zones plates mais topographiquement plus élevées et plus éloignées du fleuve donc demandant une charge plus importante pour les desservir.

Le dossier comportera d'abord une analyse des bases de l'étude : données physiques, données de coût, contraintes administratives etc.. (chapitre I)

Viendront ensuite les chapitres décrivant les solutions techniquement envisageables.

- Chapitre 2 : Schéma TESTOUR

- Chapitre 3 : Schéma MEDJEZ-EL-BAB

## CHAPITRE I. - BASE DE L'ETUDE

Pour établir les études comparatives qui suivront, il convient de disposer d'éléments portant sur :

- la topographie générale des zones envisagées
- l'hydraulique des réseaux à desservir
- le projet d'exécution du barrage et les contraintes d'exploitation de cet ouvrage (pour TESTOUR)
- l'hydraulique fluviale de la Medjerda
- le prix d'ordre pour l'estimation des ouvrages.

### 1.1. Données topographiques

Pour TESTOUR le document de base est constitué par le fond 1/5000 de la zone du barrage et de la vallée aval jusqu'à l'entrée du périmètre. Ce fond sur lequel on a reporté l'implantation du barrage et de ses principaux organes (évacuateurs, vidanges prises) permet de situer l'ensemble des solutions envisagées. Il a été complété, à l'Ouest, c'est-à-dire côté périmètre à partir des nappes au 1/5000 du périmètre proprement dit. Il reste légèrement insuffisant côté Sud, c'est-à-dire du côté des collines mais cela ne gêne pas trop la démarche d'étude car on peut se reporter à un examen visuel des photos aériennes au 1/20000.

Un plan général au 1/10.000 donne la position relative du barrage, des ouvrages et du périmètre.

Pour MED'EZ-EL-BAB, les comparaisons se feront sur la base du plan au 1/10.000 portant le périmètre.

### 1.2 Données des réseaux

#### a) Périmètre de Testour

Les limites telles que nouvellement définies par l'étude de canevas en cours sont présentées sur un plan général au 1/10.000. Par rapport aux limites initialement adoptées, on constate une très nette différence. Les zones irriguées, plus élevées et plus éloignées, ne peuvent être desservies que moyennant une pression plus

forte dans le réseau. La solution pression plus élevée pour tout le réseau semble préférable pour des raisons de moindre coût d'investissement et pour des raisons de facilité d'exploitation à une solution qui ferait appel à des surpresseurs pour la desserte des branches éloignées.

Bien que l'étude de canevass soit encore en cours, on peut estimer ainsi les grandeurs caractéristiques en tête du réseau, grandeurs nécessaires pour la définition des ouvrages de structure.

Débit maximal	au mois de pointe	1m <sup>3</sup> /s
Niveau dynamique	au point - 0 -	165 NGT

Pour passer le débit de 1m<sup>3</sup>/s, compte tenu de la gamme de fabrication courante en Tunisie (le  $\phi$  700 et le  $\phi$  900 font défaut actuellement) il faut utiliser des tuyaux  $\phi$  800.

Pour avoir un niveau de 165 environ au point 0, il faut avoir un réservoir à une cote comprise entre 170 et 175 situé dans les collines voisines ou avoir des réservoirs d'air assurant cette pression.

#### b) Périmètre de MEDJEZ-EL-BAB

Le périmètre de MEDJEZ apparaît divisé en 4 zones différentes avec les débits et niveaux piézométriques suivants requis en tête du réseau de chaque zone :

- Rive gauche amont	: débit 150 l/s	niveau 115
- Rive gauche aval	: débit 1550 l/s	niveau 138
- Rive droite amont	: débit 250 l/s	niveau 115
- Rive droite aval	: débit 1050 l/s	niveau 115

#### 1.3. Le barrage de SIDI SALEM

Le barrage de SIDI SALEM est actuellement en construction. Il sera constitué par une digue en terre zonée, sa mise en eau aura lieu en 1981. Son but est de régulariser les apports de la MEDJERDA.

La grande capacité de la retenue créée par le barrage permet d'envisager non seulement une régularisation annuelle mais aussi une régularisation interannuelle et un effet érotteur de crues.

Une usine hydroélectrique a été également prévue, afin de tirer partie de la charge hydraulique lors des destockages. A ce sujet il est apparu que cette fonction production d'énergie, initialement considérée comme marginale ou plus exactement comme conséquence de la fonction principale qui est le stockage de l'eau en vue de mieux satisfaire les besoins aval, est devenue fonction de base, la STEG comptant sur SIDI SALEM pour assurer la couverture de la consommation des heures de pointe. Dans cet esprit il a été considéré au projet que les lâchures des volumes nécessaires aux besoins aval seraient faites en priorité par destockage de débits importants (100 m<sup>3</sup>/s) pendant une courte durée (heure de pointe début de soirée). Les volumes ainsi destockés sont restitués au lit naturel de la rivière, destinés à être repris à l'aval, au barrage existant de EL-AROUSSIA qui peut assurer du fait de la capacité de sa retenue (500 000 m<sup>3</sup> environ) la compensation entre ces lâchures discontinues et les besoins aval plus étalés.

On constate que ce processus ne peut s'appliquer aux périmètres de TESTOUR et MEDJEZ-EL-SAB situés sur le tronçon de rivière compris entre SIDI SALEM et EL AROUSSIA.

On ne peut s'accommoder, pour satisfaire la demande continue du réseau, d'une gestion du barrage qui ne prévoit que des lâchures discontinues de forte intensité.

En effet les débits seront prélevés au fil de l'eau dans la rivière au moyen de pompes à fonctionnement automatique asservies à la demande des périmètres. Il faut donc prévoir, en plus des lâchures au travers de l'usine, un destockage continu d'un débit couvrant la demande de ces deux périmètres intermédiaires, la demande des petites installations individuelles existant sur le fleuve et les pertes.

Cela peut se faire car il a été prévu une vanne dite de prise placée dans une des deux galeries de dérivation provisoire (l'autre étant réservée à la vidange). La galerie affectée à la prise sert aussi au transit des petites crues qui passe par un évacuateur tulipe + puits.

#### 1.4. La Medjerda

A l'aval du barrage et au droit des périmètres, la Medjerda coule dans un lit assez stable. A l'étiage, le faible débit se concentre suivant un ru dont le tracé est très variable, formant sinusoïde dans l'emprise du lit mineur de la rivière. Il n'y a pas de points stables si ce n'est pour TESTOUR le côté concave d'un méandre situé à 1 km à l'amont du périmètre, en un lieu où la Medjerda vient buter contre une colline de cailloutis et pour MEDJEZ l'affleurement rocheux de GRICH EL OUED.

Dans ces conditions toute prise doit se faire moyennant seuil en rivière qui canalise le faible courant d'étiage. Ces seuils ne peuvent être implantés qu'en des points qui soient voisins des zones à desservir et notamment dans le cas où l'on retient une régulation par réservoir au sol situé sur les collines circonvoisines, en des points rapprochés de ces réservoirs de façon à réduire le coût de refoulement.

La Medjerda au stade actuel transporte un débit solide assez important, notamment en période de crue. Après construction de SIDI SALEM, seront lâchées du barrage en période d'irrigation des eaux décantées donc peu chargées; Ces eaux s'écoulant à faible vitesse (car à petit rayon hydraulique) ne devraient pas trop se charger dans le parcours. Cependant il faut là encore tenir compte du fonctionnement de l'usine associée au barrage : au passage d'une onde de 100 m<sup>3</sup>/s d'eau propre, les alluvions et argiles du lit vont se mettre en suspension et ainsi petit à petit il peut y avoir creusement du lit du fleuve à l'aval du barrage à moins que la "barre" des alluvions de la SILIANA ne constitue obstacle, les crues de la Medjerda n'étant plus là pour les entraîner.

Il apparaît donc que le régime hydraulique de la Medjerda sera très varié après construction du barrage et qu'il est indispensable, pour projeter correctement les ouvrages de prise, de bien connaître le mode d'exploitation futur du barrage.

1.5. Prix d'ordre

Pour établir une comparaison chiffrée entre les diverses solutions envisageables, on se basera sur les prix d'ordre suivants :

<u>Terrassements - Bétons</u>	U	PU
. Terrassement en rivière (déblais)	m <sup>3</sup>	1,5
. Terrassements en hors d'eau (déblais)	m <sup>3</sup>	0,8
. Remblais compactés	m <sup>3</sup>	1,0
. Fourniture palplanches et palpieux	kg	0,7
. Battage palplanches	m <sup>2</sup>	70
. Battage palpieux	m	60
. Gros béton peu armé peu coffré	m <sup>3</sup>	35
. Béton armé	m <sup>3</sup>	60
. Maçonnerie diverses	m <sup>3</sup>	40
. Abords accés	m	1000
. Logement gardien	m	4000
<u>Équipement hydroélectrique</u>		
. Pompage	kw	170
. Installation de filtration	U	20000
. Installation de vide	U	10000
. Equipement électrique	kw	80
<u>Refoulements</u>		
. Conduite acier ø 800	m	150
. Conduite acier ø 1000	m	200
. Télécontrôle	m	5
. Anti béliers	m	600
<u>Conduites béton précontraint prix P.T.P.</u>		
. ø 300	m	37
. ø 400	m	44
. ø 500	m	55
. ø 600	m	61
. ø 800	m	87
. ø 900	m	102
. ø 1000	m	122
. ø 1100	m	155
. ø 1250	m	168
<u>Réservoir au sol</u>		
. Réservoir ø 12 m h = 5 m	U	PU
. Réservoir ø 12 m h = 8 m	U	3600
. Equipement métallique réservoir	U	4200
<u>Réservoir surélevé h = 65 m</u>		
. Terrassements, accés		15000
. Béton fondation		20000
. Forfait échafaudage		25000
. Béton fut		80000
. Béton planchers		20000
. Etanchéité		15000
. Acier conduites		50000
. Serrurerie		5000
. Robinetterie		15000
. Télécontrôle, brise charge		15000
	TOTAL	260 000
Réservoir surélevé h = 35 m	U	160 000

N.3/ Les prix sont donnés en Dinars Tunisiens.

## /// CHAPITRE II.- SCHEMA TESTOUR

### 2.1. Position du problème

#### 2.1.1. Schéma retenu à la factibilité

À l'étude de factibilité il a été proposé une ossature comprenant :

- 1 prise en rivière située peu à l'amont de la confluence Medjerda - Kralled,

- 3 refoulements distincts vers 3 réservoirs distincts desservant chacun une zone de 400 hectares environ (1 pour secteur Kralled, 1 pour secteurs Siliana EG et RD, 1 pour méandres de la Medjerda rive gauche).

Les refoulements étaient fort importants et le tracé des conduites pour atteindre les points hauts ou en redescendre était en maints endroits acrobatiques.

De plus les trois étages de refoulements étaient bien sûr indépendants donc il y avait 3 stations de pompage distinctes regroupées dans le même ouvrage, chacune des stations étant asservie aux niveaux des 3 réservoirs.

Enfin nous avons vu (dossier TM 01) que, en se limitant aux seules zones à topographie basse on ne desservait qu'un secteur fait de lamères de formes peu compatibles avec le développement d'une trame géométrique et que pour desservir certaines zones il fallait avoir recours à des micro stations de relevage placées sur les conduites naftresses.

#### 2.1.2. Nécessité d'un nouveau schéma

Ce schéma était pratiquement irréalisable et devait non pas être amendé mais totalement repensé.

D'abord on a donné au secteur de TESTOUR une allure plus rationnelle en incorporant des zones plates de sols de bonne qualité. Certes cela n'a été possible que moyennant un relèvement du niveau piézométrique de tout le secteur.

Ensuite on a tenu pour des raisons de commodité d'exploitation à ce que le niveau piézométrique soit unique pour le secteur, ceci ayant été rendu possible par l'adoption de bornes de distribution qui comportent des régulateurs de pression.

Une esquisse de canevas a été entreprise au préalable à cette étude de schémas. De ce fait nous connaissons pour l'étude

- Une approche des débits et niveaux requis (Cf. § 1.2.).
- Une idée du tracé et de l'importance des conduites maîtresses.

L'étude de schémas revient à la recherche du processus optimal pour alimenter ce réseau de caractéristiques données, à partir de la Medjerda.

Deux possibilités de prélèvement s'offrent : soit au barrage de SIDI SALEM, (éventualité non examinée à la factibilité) soit directement dans la rivière. Ainsi seront vus ci-après en 2.2 et 2.3 les types de solutions.

- A- Solutions prises au barrage
- B- Solutions prises en rivière

Le type A mérite d'être examiné car le barrage n'est qu'à 3 km environ de la limite est du périmètre et que, avec une prise directe au barrage on peut s'affranchir des difficultés inhérentes aux prises en rivière, à savoir :

- Difficulté de réalisation et coût d'un seuil en rivière surtout pour une superficie irriguée qui n'est que de 1300 ha environ.
- Envaseement possible de la prise d'eau, à moins de recourir à un prélèvement par siphon métallique.
- Prélèvement d'une eau contenant des matières en suspension qui doit donc être décantée avant d'être envoyée dans le réseau ce qui peut supposer deux étages de pompage en série.

Cependant nous constaterons que ces avantages sont, dans ce cas particulier, très nettement contrebalancés par les trois faits suivants :

1- Aucune disposition n'a été prise au projet d'exécution du barrage pour avoir une prise directe.

2- La topographie, à l'aval immédiat du barrage est difficile ; on trouve d'amont en aval d'abord le vallon très encaissé de l'Oued Hellah, rivière intermittente aux crues importantes, puis une zone de collines peu élevée mais aux versants abrupts et ravins de griffes d'érosion.

3- La mise en eau du périmètre initialement prévue en 1980 sera retardée jusqu'à achèvement de la construction du barrage en 1981. Ceci fera perdre au projet la valeur ajoutée de deux années de production, sauf installation d'une station provisoire alimentant les réseaux durant ces délais.

## 2.2. Solution prise au barrage (Type A)

(Cf. PLAN 03/02)

### 2.2.1. Prélèvement du barrage

Pour étudier une telle solution il a fallu se faire communiquer les plans de l'ouvrage et avoir des discussions avec le Ministère de l'Équipement, Maître d'œuvre et avec l'Ingénieur Conseil du barrage.

A priori, la meilleure solution de prise était de prélever l'eau directement en amont de l'ouvrage, au moyen d'une tour de prise d'eau à portuis étages, afin d'avoir une eau de bonne qualité et décantée. Cela permettrait, en conservant la charge depuis la prise jusqu'à une station refoulant vers TESTOUR, de faire une économie d'énergie.

Cela n'a pas été possible à SIDI SALEM où la tour de prise initialement prévue a été affectée en totalité à la centrale hydro-électrique. Une possibilité de branchement sur cette prise a été étudiée par l'Ingénieur Conseil mais elle conduisait à un dispositif coûteux (plus de 200 000 Dinars juste pour sortir de l'ouvrage) et inadéquat (sortie en rive gauche alors que le périmètre est en rive droite, donc nécessitant une traversée de la Medjerda par une conduite).

Il est apparu alors plus simple de prélever dans le bassin de restitution des galeries de vidange et de prise. On a vu ci-dessus que pour la satisfaction de TESTOUR et de MEDJEZ on ne pouvait compter

sur les seuls volumes usinés mais qu'il fallait avoir un débit permanent au travers de la vanne de prise. Ce débit après transit dans une galerie arrive à un ouvrage de fixation du ressaut qui était à l'avant projet un bassin de dimensions importantes.

Il semblait possible de prélever le faible débit nécessaire à TESTOUR (1m<sup>3</sup>/s) dans cet ouvrage de restitution et l'on a étudié les moyens de desservir le périmètre à partir d'une station située à proximité de cet ouvrage.

### 2.2.2. Refoulement

La station de pompage est située à 3,5 km du périmètre. Compte tenu de cette longueur et des longueurs fort importantes des conduites maîtresses du réseau (du fait de sa forme en étoile) il n'est pas économique de prévoir une régulation par ballons à air comprimé. Le volume auquel conduit un calcul en régime transitoire est très important. Une solution réservoir au sol sur colline est plus appropriée, d'autant que l'on trouve justement une zone de collines entre la station et le périmètre.

Pour atteindre les 168 HGT exigés au point O deux positions de réservoirs sont possibles (voir plan 03-02)

- Soit au point noté R<sub>0</sub> cote 173,43
- Soit au point noté R<sub>1</sub> cote 173

Plusieurs solutions de tracé sont possibles pour passer de la station au périmètre en passant par un des réservoirs possibles R<sub>1</sub> ou R<sub>2</sub>.

#### a) Solution A<sub>1</sub> (tracé est)

Ce tracé suit d'abord la piste actuelle conduisant au barrage puis monte vers R<sub>0</sub>, d'où il redescend vers le périmètre. La première partie du tracé est très sinueuse et certainement coûteuse car la conduite devra être placée dans une tranchée à creuser dans un sol compact et de plus, elle comportera un grand nombre de coudes (pièces spéciales acier + butées). La montée vers R<sub>0</sub> devra être sérieuse en acier car la pente dépasse 20 %. La descente depuis R<sub>0</sub> vers le réseau sera en béton précontraint enterré avec dans la tranchée des diaphragmes béton dont le but est d'éviter que cette tranchée ne devienne un ruisseau, un couloir à érosion.

Ce tracé conduit à un profil favorable vis à vis des dépressions en provenance de la station. Une cote de référence (niveau bas) de 174,5 environ suffit en R<sub>0</sub> pour assurer 168 en O. Le réservoir prévu en Ø 12 m a alors une hauteur totale de 5,00 environ.

### b) Solution A<sub>2</sub> (tracé ouest)

Avec ce tracé, la conduite de refoulement, immédiatement après avoir franchi l'oued Mellah, monte le versant abrupt qui constitue le versant rive droite de l'oued. Cette montée se fait obligatoirement en acier. Arrivé à la cote 140 la topographie se fait plus plate et le tracé se développe sur une ligne de crête, évitant de part et d'autre les amorces de griffes d'érosion. Il passe ensuite par la butte notée R<sub>1</sub> et redescend par un tracé assez tendu vers le point O.

Le profil de cette conduite est bien moins favorable et l'on ne pourra guère accepter que 15 mètres de dépression. De ce fait le volume des ballons à prévoir à la station devra en tenir compte. Inversement la distance entre la station et le réservoir est plus courte que pour la solution A<sub>1</sub>.

Pour avoir la cote 168 NGT en O, il faut un niveau de référence de 178 en R<sub>1</sub>. Le réservoir, toujours prévu en Ø 12 m a une hauteur de 8,50 mètres.

Après étude comparative des 2 solutions c'est ce tracé noté A<sub>2</sub> qui s'est révélé le moins coûteux (voir annexe 1).

## 2.3.- Solution prise en rivière (Type B)

(Cf. Plan 03/03)

### 2.3.1. Prise d'eau

Deux points de prise sont possibles : l'un est situé en amont du périmètre, au droit d'une colline de cailloutis, l'autre dans le périmètre.

L'ouvrage de prise nécessite dans les deux cas la constitution d'un seuil en rivière (réalisé au moyen de palplanches métalliques battues) dont le but est de maîtriser le débit d'étiage.

Le prélèvement de l'eau dans ce cours stabilisé peut se faire soit par dalot (solution prévue à la factibilité) soit par siphon. La solution dalot est à notre avis à rejeter d'emblée car il y a risque d'envasement de ce conduit. Certes la solution siphon est plus onéreuse car elle nécessite d'avoir recours à des pieux d'estacade, à une conduite métallique ou amétalle et à une installation de vide. Elle présente cependant l'avantage de ne pas remanier les berges en profondeur et d'économiser des terrassements.

### 2.3.2. Pompage

Le siphon débouche dans une bêche en béton d'où l'eau est pompée soit vers un bassin de décantation soit directement dans le réseau. La solution avec bassin de décantation est plus onéreuse car elle conduit à prévoir deux installations de pompage mais elle protège le réseau de l'envasement. Ces bassins de décantation peuvent être des tronçons de canaux.

La nécessité de ces bassins de décantation ainsi que leur position (après station d'exhaure ou en haut de colline, servant alors également le rôle de régulation et compensation) sera vu plus en détail à l'APS. A ce stade schéma on opte pour un bassin de décantation vers la rivière de façon à faciliter les comparaisons de solutions entre elles et de façon à mettre sur un même pied qualitatif les solutions prises au barrage et les solutions prises en rivière.

### 2.3.3. Refoulement

C'est en matière de refoulement, comme pour les solutions prises au barrage que l'on trouve des variantes. Il y a dans ce cas 4 possibilités :

a) Solution  $B_1$  : refoulement vers le sommet  $R_0$  depuis la prise amont du périmètre. On trouve d'abord un tronçon en béton précontraint (B.P) puis un tronçon acier, juste avant le réservoir. La descente depuis le réservoir se fait en 3.P enterré avec diaphragmes.

b) Solution  $B_2$  : refoulement toujours vers  $R_0$  depuis la prise aval. On a un long tronçon B.P pour monter au réservoir puis une descente depuis  $R_0$  comparable à celle de la solution  $B_1$ .

c) Solution  $B_3$  : refoulement direct dans le réseau avec régulation réservoir  $R_0$  placé en dérivation. Cette disposition n'est évidemment possible que depuis le site aval. Il conviendra de placer à la station des anti béliers qui protégeront non pas comme en  $B_1$  et  $B_2$  ci-dessus le refoulement seul mais tout le réseau. Ils seront de ce fait importants.

d) Solution  $B_4$  : refoulement direct dans le réseau depuis le site aval et régulation par réservoirs sous pression. Cela conduit à placer un volume impressionnant de réservoirs à air comprimé dans le double but d'assurer la régulation et de protéger tout le réseau des dépressions et surpressions.

La comparaison économique des quatre solutions ne doit pas se faire sans discerner entre celles qui sont d'exploitation facile parce qu'elles présentent une coupure hydraulique entre le refoulement et le réseau (c'est le cas de  $B_1$  et  $B_2$ ) et celles pour lesquelles il faudra procéder à une opération remise en service chaque fois qu'il y aura coupure d'énergie (cas de  $B_3$  et  $B_4$ ).

Pour avoir une estimation correcte dans tous les cas, un calcul sommaire en régime transitoire doit être fait pour estimer le volume anti-bélier nécessaire. Ce calcul ne peut se baser que sur des caractéristiques prévisionnelles des groupes de pompage (courbes, hauteur, vitesse, débit, moment d'inertie), ainsi que sur les caractéristiques prévisionnelles du réseau (longueurs-débits des divers tronçons).

#### 2.3.4. Comparaison $B_1$ / $B_2$

Ces deux solutions sont directement comparables car elles sont de même type. A peu de choses près seul le refoulement les différencie.

Il apparaît très clairement, à la seule vue du plan au 1/5000 que la solution  $B_1$  est plus économique que la solution  $B_2$ .

. Le seuil de prise de  $B_1$ , bénéficiant d'une topographie plus resserrée sera moins cher.

. Le refoulement de  $B_1$ , malgré un tronçon acier est bien plus court (4600 mètres au lieu de 1600 mètres).

. Pour le refoulement de  $B_1$  on aura des anti-béliers moins volumineux que pour  $B_2$ .

. 1 km de plus de refoulement en  $\varnothing$  800 donne pour B<sub>2</sub>, une cote nominale de refoulement 6 mètres plus élevée, influant sur l'équipement (moteurs) et la consommation d'énergie.

### 2.3.5. Comparaison B<sub>3</sub> / B<sub>4</sub>

Ces deux solutions sont également directement comparables car dans les deux cas on n'a plus de coupure hydraulique.

La différence entre ces solutions réside uniquement dans l'organe de régulation.

Celui-ci comprend

- un volume de régulation
- un volume de maintien en eau
- un volume de sélection de niveaux ou pressions.

Le volume de régulation minimum est donné par la relation  $V = \frac{QT}{6}$ . Supposons un équipement de la station de 6 pompes de 20Q/s donc  $Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ . La puissance des groupes pour  $H = 110 \text{ m}$  et  $Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$  est de 370 KW environ. On reste en basse tension mais avec des moteurs d'une telle puissance, le temps minimal entre deux démarrages est de 60 minutes environ.

$$\text{On a alors } V = \frac{0,2 \times 60 \times 60}{6} = 120 \text{ m}^3$$

Le volume de maintien en eau est fonction de la durée de la coupure probable d'alimentation en énergie. Sans caractéristiques garanties de la STEG on peut supposer une durée de coupure de 30 secondes avec un redémarrage des moteurs toutes les 20 secondes cela conduit pour 6 groupes à un volume de 50 m<sup>3</sup> environ.

En ajoutant à ces volumes les volumes d'échelonnement des niveaux ou des pressions, on arrive à un volume total voisin de 200 m<sup>3</sup> d'eau.

A ce volume il faut ajouter

- Le volume anti vortex de prise pour un réservoir à air libre.
- Le volume d'air pour un réservoir sous pression.

Cela conduit pour B<sub>3</sub> à un réservoir classique Ø 12 m h = 5 m posé sur le sol alimenté par une conduite fonctionnant à double sens (remplissage-vidange) conduite capable de porter le débit d'un groupe soit 0,2 m<sup>3</sup>/s et le débit un peu plus fort du maintien en eau. Le Ø convenable est un Ø 500, si l'on ne donne aucune fonction anti-bélier à ce réservoir en dérivation.

Pour la solution B<sub>4</sub> on arrive à un volume total de ballons (air plus eau) voisin de 500 m<sup>3</sup> ce volume est énorme est montre que la régulation par ballons n'est pas adaptée, ou alors qu'il faut concevoir une station plus sophistiquée avec groupes de régulation demi-débit.

Cela est d'ailleurs confirmé par la comparaison économique différentielle suivante :

<u>Solution B<sub>3</sub></u>	U	Quantité	PU	Dépense en DT
. Refoulement				
Conduite Ø 500	m	1600	35	56000
. Réservoir au sol				
Réservoir	U	1	36000	36000
Equipement	U	1	4000	4000
Télécontrôle	m	1600	5	8000
. Anti-béliers	m <sup>3</sup>	120	600	72000
				<hr/>
				176000
<u>Solution B<sub>4</sub></u>	U	Quantité	PU	Dépense
. Refoulement				
. Réservoir sous pression(*)	m <sup>3</sup>	500	600	300000
. Télécontrôle				
				<hr/>
TOTAL				300000
				<hr/>
				<hr/>

On peut même ajouter que le fait d'avoir une régulation par seuils de pression ( $B_4$ ), seuils situés au-dessus de la pression nominale, conduit pour cette solution à des dépenses supplémentaires :

- d'énergie de pompage
- de classes de tuyaux

(\*) NOTA/ Il n'y a pas de volumes anti-bélier à ajouter, les ballons de régulation assurent cette fonction.

### 2.3.6. Comparaison $B_1$ / $B_3$

Il s'agit maintenant de voir laquelle des deux solutions  $B_1$  et  $B_3$ , respectivement retenues en 2.3.4 et 2.3.5 ci-dessus, d'avoir la meilleure des solutions de type 3.

Ces solutions ne sont pas directement comparables car pour l'une ( $B_1$ ) on a une exploitation facilitée par le fait que tout le débit transite par le réservoir avant de descendre dans le réseau. Cela se traduit par économie.

- sur la protection anti-bélier
- sur la classe des conduites du réseau qui n'ont pas à supporter les surpressions notamment au démarrage des pompes.
- sur la main d'oeuvre d'exploitation ; une intervention humaine n'est pas nécessaire pour faire redémarrer la station après coupure d'alimentation par exemple. Un gardien permanent pourrait être inutile, à condition d'avoir un câble d'alarme reliant la station au centre d'exploitation du barrage.

Cela conduit à l'estimation comparative suivante :

<u>Solution <math>B_1</math></u>	U	Quantité	PU	Dépense en DT.
• Refoulement vers réservoir	1	1	1	1
φ 500	1	1	1	1
1er tronçon 3P	1 m	200	70	14000
2ème tronçon acier	1 m	400	150	60000
• Réservoir (identique dans les 2 cas)	1	1	1	1
	1 -	-	-	-
• Descente réservoir-réseau	1	1	1	1
φ 500	1 m	1300	70	91000
<b>TOTAL</b>	1	1	1	<b>165000</b>
	1	1	1	1

.../...



- une station de mise en pression sensiblement identique tant en génie civil qu'en matériel
- un réservoir au sol
- une descente vers réseau en 3P  $\phi$  800

C'est pourquoi nous présentons à l'annexe II ci-après les estimatifs en double colonne, une colonne portant les éléments communs l'autre les éléments variables de façon à mieux faire ressortir les avantages respectifs.

On constate un avantage très sensible en faveur de la solution  $A_2$ . Même si l'on ajoute une forte part d'aléas notamment quant au refoulement et franchissement du Mallah, et même si l'on trouve pour  $S_1$  une économie supplémentaire en particulier en regroupant les 2 stations, il restera toujours au moins 200 000 Dinars d'écart.

De plus la solution  $A_2$  présente les avantages qualitatifs certains :

- Unicité de l'exploitation de la station avec l'exploitation du barrage
- Pas d'amenée d'énergie spécifique ni de route d'accès propre.

### 2.5. Choix

Les conclusions ci-dessus ont été présentées au Ministère de l'Équipement, Maître d'œuvre du barrage de Sidi Salem et à l'ingénieur conseil du barrage dans le but notamment de concevoir la prise dans l'ouvrage de restitution des galeries, puisque la solution  $A_2$  semblait devoir être retenue.

À la discussion il s'est avéré que toute modification même légère (on ne touchait ni à la conception globale ni aux organes des puits de prise) de l'ouvrage de restitution était impossible.

En effet, le prélèvement dans cet ouvrage supposait que l'on trouve une sorte de bassin d'amortissement, bassin prévu à l'APD du barrage. A l'APD ce bassin disparaît au profit de redans de forme et de dimensions définies par une étude sur modèle réduit. Toute adjonction en radier d'un piège pour petits débits risquait, aux yeux de l'ingénieur conseil, de modifier fortement les conditions d'écoulement notamment pour les régimes de vidanges à gros débit et pour les régimes d'évacuation des petites crues par la tulipe. On pouvait craindre alors de faire remonter la localisation du ressaut dans les galeries.

D'autre part cette partie d'ouvrage était en construction lorsqu'ont eu lieu ces discussions. En particulier les plans d'exécution étaient terminés. Toute remise en cause même mineure, impliquait une reprise de ces plans (par qui ?) et un retard dans les travaux, ce dernier point étant primordial car la dérivation provisoire, doit être opérationnelle pour fin 1978.

La solution de type  $A_2$  s'avérant impossible à envisager pour des raisons de manque de coordination technique et des raisons de délais, on est donc obligé de se rabattre sur la solution  $B_1$ , la moins chère et la plus simple d'exploitation des solutions de type B.

L'estimation globale station de prise + refoulements s'élève à 1200.000 Dinars.

## RAPPORT III.- SCHEMA DE MEDJEEZ-EL-BAD

### 3.1. Position du problème

#### 3.1.1. Schéma retenu à la Factibilité

A l'étude de Factibilité le périmètre apparaît divisé, ce qui concerne la distribution d'eau, en six sous ensembles ou secteurs :

- rive gauche amont
- rive gauche aval haut service
- rive droite amont
- rive droite aval haut service

avec en outre un étage de relevage sur une conduite du réseau rive gauche haut service.

Les secteurs bas service sont alimentés par une station à régulation manométrique desservant de part et d'autre du fleuve (1er passage de conduite sous le seuil).

#### 3.1.2. Nécessité d'un nouveau schéma

Le schéma tel que prévu est plus satisfaisant que celui de TESTOUR et aurait pu être adopté.

Il est cependant compliqué avec des régulations différentes suivant les étages et avec des stations de reprise sur conduites, éléments toujours délicats. Également, il a été constaté qu'on a pas tenu compte des pertes de charge dans les conduites.

De plus il fait appel malgré la longueur des refoulements, à des réservoirs surélevés et ne tient pas compte des problèmes de transport solide.

On pouvait songer dans un premier temps à conserver les grandes lignes du schéma mais en ne gardant qu'un étage par rive, étage régulé par réservoir, ce qui simplifiait l'exploitation et donnait plus de sécurité notamment en régime transitoire et pour le maintien en eau du réseau sur coupure d'énergie.

tenir  
Mais il faut aussi compte de l'évolution des limites des périmètres. En effet on a proposé au dossier III 01, d'écarter une partie excentrée du périmètre rive gauche au profit d'une zone plus centrale requérant pour sa desserte un peu plus de charge.

Cette élévation du niveau piézométrique en rive gauche permettrait de s'affranchir de stations de reprise initialement prévues.

Toutes ces modifications imposent l'étude d'un nouveau schéma

- Niveau piézométrique unique par rive
- Régulation par réservoir avec si possible coupure hydraulique
- Pour les deux rives point de prise en rivière unique de façon à ne construire qu'un seuil en rivière.

La conduite de cette étude du schéma de MEDJEZ se fera en considérant d'abord les éléments hydrauliques, et physiques suivantes:

- + la localisation du réseau et ses exigences de débit et de cote
- + la localisation des points hauts naturels
- + la localisation des emplacements possibles pour prise en rivière
- + la localisation des contraintes majeures (conduites, routes, voies ferrées, oueds, escarpements).

Ensuite ces éléments sont combinés de façon à faire apparaître un schéma de desserte qui soit à la fois simple de conception et d'exploitation et le moins coûteux possible.

### 3.2. Eléments hydrauliques et physiques

#### 3.2.1. Sites de prise

En ce qui concerne les prises en rivière trois possibilités s'offraient :

- Soit un site en aval de Medjez (Site  $S_1$ )
- Soit un site en amont de Medjez (Site  $S_2$ )
- Soit le site de Grich El Oued (Site  $S_3$ )

Le plus intéressant de ces 3 sites est celui de Grich El Oued, viennent ensuite le site aval Medjez puis le site amont plus délicat. A Grich El Oued il est possible de se passer de seuil de prise.

Le site de Grich El Oued ne peut cependant conduire à une disposition d'ossature réaliste : il est en extrémité aval du périmètre et, même avec un réservoir surélevé placé sur un éperon voisin, il ne permet de "couvrir" que le secteur rive droite aval et aussi moyennant franchissement de la Medjerda la partie la plus aval du secteur rive gauche.

Si le périmètre retenu avait été mieux délimité initialement on aurait pu envisager un schéma très économique basé sur ce site avec emploi de surpresseurs sur conduites pour la desserte des parties les plus hautes ou les plus éloignées (parties amont).

Les sites N° 1 et N° 2 sont placés de part et d'autre de la zone urbaine de Medjez-El-Jab. Le site N° 1, bien régulier est placé en extrémité d'un tronçon rectiligne avec berges assez stables. Par contre le site N° 2 est un peu plus problématique avec des traces d'évolution du lit. Cependant la berge rive gauche est stable comme en témoigne les anciennes constructions que l'on y rencontre.

Ce site ne bénéficie pas comme le site aval de l'effet stabilisateur de tracé apporté par le pont de Medjez-El-Jab et d'autre part le niveau général de berge, en rive gauche, rive retenue pour la prise, est un peu faible et une plateforme devra protéger les ouvrages projetés. A l'avantage du site N° 2 on peut noter une meilleure géométrie de rivière : le site est bien alimenté par le renvoi du précédent méandre et l'on y trouve à l'étiage, une mouille stable qui aurait pu conduire à faire l'économie d'un seuil si l'on avait eu un déstockage permanent de 15 m<sup>3</sup>/s au lieu d'avoir le régime très varié prévu à SIDI SALEM du fait de la marche de l'usine hydroélectrique de pointe. Pour le site N° 1 le seuil aurait été obligatoire quel que soit le régime.

Les sites N° 1 et 2 sont donc tous deux envisageables avec un léger avantage au site N° 1, site retenu à l'étude de factibilité. Par la suite on notera en abrégé S<sub>1</sub> et S<sub>2</sub>.

### 3.2.2. Site de réservoirs

Juste en amont de Medjet-El-3ab, on trouve tant en rive gauche qu'en rive droite, des collines dont les sommets atteignent des cotes suffisantes pour la desserte des périmètres à partir de réservoirs au sol.

Cependant ces collines sont assez éloignées du fleuve. Pour le site  $S_2$  cet éloignement est encore raisonnable (2 à 2,5 km) alors que pour le site  $S_1$  il est plus important (3 à 4 km). Aussi on s'explique le choix de l'ingénieur conseil de factibilité de limiter les refoulements et d'opter pour des buttes moins éloignées sur lesquelles il prévoyait des réservoirs surélevés.

Ces buttes sont situées en pied des collines pressenties pour y implanter les réservoirs au sol ce qui fait que du point de vue réseau, on a un schéma de distribution et un découpage sensiblement identique que l'origine soit au réservoir sur colline ou au réservoir surélevé placé sur butte.

On note  $G_1$  et  $D_1$  les buttes portant les réservoirs surélevés l'une en rive droite l'autre en rive gauche et  $G_2$  et  $D_2$  les positions des réservoirs au sol.

Il existe d'autres points intermédiaires possibles tant en rive gauche ( $G_3$ ) qu'en rive droite ( $D_3, D_4$ ) pour lesquels on pourrait envisager une solution réservoir de moyenne hauteur. Cette possibilité sera affinée éventuellement à l'APS si une comparaison montre plus économique de modifier les refoulements.

### 3.2.3. Précanevas réseau

Dans les deux solutions donc on peut considérer le réseau de Medjet comme constitué de 4 sous ensembles distincts.

- Zone rive gauche amont (RGM)
- Zone rive gauche aval (RGV)
- Zone rive droite amont (RDM)
- Zone rive droite aval (RDV)

Pour chacune de ces zones on a dressé un précanevas afin de prendre comme bases de l'étude des grandeurs les plus précises possibles.

Ce précanonvas a défini à 10 % près

- Les superficies irriguées donc les débits
- Les niveaux nécessaires en tête des conduites maitresses, compte tenu d'une perte de charge moyenne de 4 à 5 mètres au kilomètre.

NOTA : Ce précanonvas s'inscrit dans les obstacles naturels : routes, voies ferrées, conduites d'eau potable, ruisseaux. Un seul obstacle important n'est pas représenté c'est la conduite E.P. de Tunis venant de l'Oued Ellil. Il tient compte dans l'établissement des limites du périmètre de la perte de charge dans les conduites, ce qui n'avait pas été fait à la Factibilité.

Les hauteurs auxquelles on arrive au niveau réservoir sont de :

- 140 NST pour la rive gauche
- 120 NST pour la rive droite

Ces cotes sont acceptables pour les réservoirs au sol envisagés aux points  $G_2$  et  $D_2$ . Pour les réservoirs surélevés prévus en  $G_1$  et  $D_1$  cela conduit à des hauteurs d'ouvrage de

- 65 mètres en  $G_1$
- 35 mètres en  $G_2$

Les débits totaux sont de 1,7 m<sup>3</sup>/s pour la rive gauche et 1,3 m<sup>3</sup>/s pour la rive droite ce qui nécessite des refoulements en  $\phi$  1000 et  $\phi$  900 respectivement, avec des taux de perte de charge raisonnables.

Par simplification on a considéré que les origines des réseaux, celles-ci étant matérialisées par des gros points et nommés RGM, RGV, RDM, RDV, Pour ces zones il faut respectivement :

RGM :	150 l/s	$\phi$ 400
RGV :	1550 l/s	$\phi$ 900
RDM :	250 l/s	$\phi$ 500
RDV :	1050 l/s	$\phi$ 800

### 3.3. Schémas pris en compte, comparaison

#### 3.3.1. Combinaison de sites

Le réseau est, nous l'avons vu, invariant suivant les solutions envisagées. Les paramètres de choix sont donc  $S_1$  et  $S_2$  pour les prises,  $G_1$   $G_2$  en rive gauche  $D_1$   $D_2$  en rive droite pour les réservoirs.

Si l'on opte pour une solution réservoirs surélevés donc réservoirs en  $G_1$  et  $D_1$  un simple examen de 1/10.000e montre qu'en linéaire  $S_1$  et  $S_2$  sont strictement équivalents.

On peut noter :

- à l'avantage de  $S_1$  : un site de prise légèrement plus favorable
- à l'avantage de  $S_2$  : pas de traversée de la conduite du KASSEB par les refoulements  
: pas de traversée de la zone urbaine par les refoulements.

Ces avantages respectifs se contre balancent. On retient cependant le site  $S_1$  pour cette première hypothèse avec réservoirs surélevés. On est ainsi ramené à une solution type factibilité avec un seul étage de refoulement par rive. On appellera ce schéma solution  $M_1$ , de l'indice des sites intéressés :  $S_1$  pour la prise,  $G_1$ ,  $D_1$  pour les réservoirs.

Inversement si l'on opte pour une solution réservoir au sol implantés en  $G_2$   $D_2$  c'est sans conteste le site  $S_2$  qui convient. On appellera  $M_2$  la solution bâtie à partir du Site  $S_2$  vers les réservoirs au sol  $G_2$   $D_2$ .

L'étude de schéma de MEDJEZ se ramène donc à une comparaison des solutions  $M_1$  et  $M_2$ , solutions qui peuvent elles-mêmes comporter des variantes.

### J.3.2. Description et estimation de la solution $M_1$

Dans cette solution l'eau prélevée dans la rivière au site  $S_1$  est décantée puis mise en pression vers  $G_1$  et  $D_1$ . On a vu que les tracés des refoulements étaient un peu délicats avec les franchissements

- De 4 routes et une conduite maîtresse E.P en rive gauche
- De 2 routes et conduite maîtresse E.P et une zone bâtie en rive droite.

Depuis les réservoirs, on atteint les points origine des réseaux sans trop de problèmes.

La comparaison entre  $M_1$  et  $M_2$  se situant seulement au niveau refoulements et réservoirs, on peut dresser l'estimatif partiel suivant :

ELEMENT	Diamètre ou hauteur	Quantité	P.U.	Dépense $10^3$ DT
Tronçon $S_1 - G_1$	ø 1000	2800	122	342
Réservoir $G_1$	h = 65 m	1	265 000	265
Tronçon $G_1 - RGM$	ø 400	1800	44	79
Tronçon $G_1 - REV$	ø 900	500	102	51
<u>Total rive gauche</u>				737
Tronçon $S_1 - D_1$	ø 900	2800	102	286
Réservoir $D_1$	h = 35 m	1	160 000	160
Tronçon $D_1 - RDM$	ø 500	2500	53	133
Tronçon $D_1 - RDV$	ø 800	1000	87	87
<u>Total rive droite</u>				666
<u>TOTAL GENERAL</u>				1403

### 3.3.3. Description et estimation de la solution $M_2$

On a pour  $M_2$  le même type de prise mais au Site  $S_2$ . Les refoulements issus de ce site vers  $G_2$  et  $D_2$  ne posent aucun problème à priori mais il paraît certain qu'aux extrémités des refoulements on rencontrera du rocher à faible profondeur.

Comme pour  $M_1$  on procède ci-dessous à l'estimation partielle des refoulements.

ELEMENT	Diamètre ou hauteur	Quantité	P.U.	Dépense 10 <sup>3</sup> DT
Tronçon S <sub>2</sub> - G <sub>2</sub>	ø 1800	3200	122	390
Réservoir G <sub>2</sub>	au sol	1	36.000	36
Tronçon G <sub>2</sub> - RDV	ø 900	1400	102	143
Tronçon G <sub>2</sub> - RGM	ø 400	2300	44	101
<u>Total rive gauche</u>				670
Tronçon S <sub>2</sub> - D <sub>2</sub>	ø 900	2800	102	286
Réservoir D <sub>2</sub>	au sol	1	36.000	36
Tronçon D <sub>2</sub> - RDV	ø 800	1800	87	157
Tronçon D <sub>2</sub> - RDM	ø 500	2100	53	111
<u>Total rive droite</u>				590
<u>TOTAL GENERAL</u>				1260

Il s'avère donc que le schéma M<sub>2</sub> est plus économique que le schéma M<sub>1</sub>. Il possède en outre l'avantage de ne pas faire appel à une technicité très grande car il ne comporte pas de réservoirs surélevés.

On peut signaler en outre que l'on pourra facilement, dans le futur, augmenter la capacité des réservoirs au sol et créer de véritables réserves qui pourront être utilisées soit pour la régularisation journalière du pompage, soit pour l'effacement des heures de pointe de la STEG.

#### 3.3.4. Description et estimation de la solution M<sub>2</sub>

Au terme de la comparaison ci-dessus, on se doit de retenir la solution M<sub>2</sub>. Cette solution peut encore être améliorée en supprimant les deux retours G<sub>2</sub> - RGM et D<sub>2</sub> - RDM qui coûtent à eux deux plus de 200.000 Dinars.

Ces tronçons sont des retours de réservoirs, nous sommes en effet partis du principe de coupure hydraulique c'est-à-dire que toute desserte du réseau passe d'abord par le réservoir.

La configuration du schéma fait, dans ce cas particulier, qu'il est très séduisant de desservir les deux petites zones amont en refoulement distribution et de ne conserver la coupure hydraulique pour les deux zones aval, plus importantes.

Le débit dirigé vers ces deux petites zones étant marginal par rapport au débit total du refoulement, on n'aura pas d'augmentation très sensible de la protection anti-bélier et l'action tranquillisatrice des réservoirs sera effective car le diamètre du refoulement est fort par rapport au diamètre des conduites de distribution de ces 2 petites zones amont.

Certes la classe des conduites de ces deux petites unités devra être supérieure, une surpression de 2 bars apparaissant inévitables.

L'estimation de  $N_2$ , toujours limitée aux seuls refoulements s'établit alors comme suit :

ELEMENT	Diamètre ou hauteur	Quantité	P.U.	Dépense $10^3$ DT
Tronçon $S_2$ - RGM	Ø 1000	900	122	124
Tronçon RGM - $G_2$	Ø 900	2300	102	235
Réservoir $G_2$	au sol	1	36000	36
Tronçon $G_2$ - RGV	Ø 900	1400	102	143
<u>Total rive gauche</u>				<u>538</u>
Tronçon $S_2$ - RDM	Ø 900	700	102	71
Tronçon RDM - $D_2$	Ø 800	2100	87	183
Réservoir $D_2$	au sol	1	36000	36
Tronçon $D_2$ - RDV	Ø 800	1800	87	157
<u>Total rive droite</u>				<u>447</u>
Surplus $N^2/M^2$				
Anti béliers		$2 \times 30 \text{ m}^3$	600	36
Plus value réseau + 2 bars sur 500 ha				<u>24</u>
<u>Total surplus</u>				<u>50</u>
<u>TOTAL GENERAL</u>				<u>1035</u>

NOTAS / 1. Cette solution M<sup>2</sup> devient encore plus favorable si l'on doit chercher une extension du périmètre en rive gauche amont et non en rive gauche aval comme supposé au précanevas base de cette étude de schéma.

2. Une solution basée sur le même principe d'un délestage de réseau au cours du refoulement a été examinée avec le Site S<sub>1</sub>, aucune n'a conduit à des avantages très nets. Les secteurs RGV et RDV sont trop importants pour les faire entrer totalement en refoulement distribution avant le réservoir. Cela aurait conduit à des régimes transitoires difficilement calculables à la main.

### 3.3.5. Autres solutions possibles sur le site S2

Les solutions M<sub>2</sub> et M<sub>2</sub><sup>1</sup> font appel à un ensemble de mise en pression assez complexe comportant trois stations :

- une station d'exhaure
- un canal de décantation
- 2 stations de mise en pression vers G<sub>2</sub> et D<sub>2</sub>

Entre M<sub>2</sub> et M<sub>2</sub><sup>1</sup> c'est les dispositions au refoulement qui ont été affinées mais les dispositions côté station restaient inchangées.

On pourrait concevoir un schéma avec une seule station à la prise. Cette station unique refoulerait vers un canal haut servant à la fois de décanteur et de réservoir de régulation et de maintien en eau. En bout de ce canal se trouverait la filtration, avant envoi dans les conduites de distribution.

On peut prévoir un tel canal en G<sub>2</sub>, plus difficilement en D<sub>2</sub>.

Nous allons considérer une solution notée M<sub>2</sub><sup>1</sup> comprenant une seule station de pompage en S<sub>2</sub> refoulant 3 m<sup>3</sup>/s (Ø 1250) vers G<sub>2</sub> d'où redescend après décantation et filtration 2 conduites, l'une Ø 900 vers RGV, l'autre Ø 900

ELEMENT	DIAMETRE	QUANTITE	P.U.	DEPENSE	
				IC	DT
Tronçon S <sub>2</sub> - G <sub>2</sub>	ø 1250	3200	168		537
Réservoir G <sub>2</sub>	Canal	1	110000		110
Tronçon G <sub>2</sub> - RGV	ø 900	1400	102		143
Tronçon G <sub>2</sub> - RGM	ø 900	2300	102		235
Tronçon RGM - RDM	ø 900	1600	102		163
Tronçon RDM - RDV	ø 800	3400	87		296
<u>Total refoulement</u>					1484
Moins value station		1	300000		300
Moins value : 2 réservoirs au sol et 3km télécontrôle		1	80000		80
<u>TOTAL GENERAL</u>					1100

On constate que cette solution peut rivaliser avec M<sup>1</sup><sub>2</sub>. La comparaison mériterait d'être approfondie mais il faut noter à l'encontre de M<sup>1</sup><sub>2</sub> les désavantages suivants :

- Surplus d'énergie : pour desservir la RD ou la cote 120 suffit, on monte à 140 en RG et on perd les 20 mètres en frottement dans les conduites à 6000 m<sup>3</sup>/ha/an en moyenne cela conduit pour la rive droite, 1300 ha à 9 Mm<sup>3</sup> surélevés de 20 mètres cela représente une dépense en énergie, capitalisée de 120.000 Dinars.

- Il est plus intéressant au point de vue exploitation d'avoir la décantation et la filtration avant tout transit dans une conduite.

- Le dédoublement de la station de prise permet d'avoir en exhaure des pompes rudimentaires à rendement moyen et d'avoir en mise en pression des pompes plus adéquates à bon rendement.

Une autre variante, avec 2 bassins-canaux en G<sub>2</sub> et D<sub>2</sub> a également été étudiée et estimée. On n'a plus de surplus d'énergie mais en revanche on a deux stations en S<sub>2</sub> globalement cette solution un peu plus chère que M<sup>1</sup><sub>2</sub> en investissement, ne présente pas d'intérêt particulier et ne concurrence pas M<sup>1</sup><sub>2</sub>.

### 3.3.6. C o n c l u s i o n

La solution la plus intéressante tant par l'économie sur les investissements que par la fiabilité de son principe est la solution M'2.

On trouve à l'annexe IV un estimatif sommaire de l'ensemble station + refoulement. Il s'élève à 2.000.000 de dinars.

NOTA: Il apparaît clair au terme de cette étude qu'il eut été plus judicieux et plus économique de prévoir le périmètre à l'aval de MBDJEZ-EL-JAZ.

Les deux petits sous-ensembles RGM et RDM ont cependant été maintenus car la superficie manquait pour atteindre les 3800 ha souhaités.

De même, toujours pour atteindre 3800 ha, il faudra certainement avoir recours à une extension en rive gauche tout à l'aval afin de compenser la zone Amont (vers le cimetière Militaire) exclue à la demande des Affaires Foncières. Ce déplacement de superficie vers l'aval semble militer en faveur d'une desserte de la rive gauche à partir d'un réservoir surélevé plus central desservi à partir du site S1. Cette solution qui pourrait rivaliser en coût avec M'2 présente l'inconvénient de nécessiter un ouvrage très haut (60 m environ) qui ne peut donc être réalisé que par la technique du coffrage glissant.

A N M E X E S

f) NIVEAU 1.- COMPARAISON A<sub>1</sub>/A<sub>2</sub>

TABLEAU I.1 : CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

			Solution A <sub>1</sub>	Solution A <sub>2</sub>
Cote plan d'eau restitution	l	l	66	66
Longueur ø 1000 aspiration	l	l	180	180
Cote nominale aspiration	l	l	65	65
Refoulement station réservoir	l	l		
longueur	l	l	2400	900
perte de charge	l	l	12	5
Refoulement réservoir-réseau	l	l		
longueur	l	l	1300	2000
perte de charge	l	l	6,5	10
Cote nominale réservoir	l	l	174,5	178
Cote nominale de refoulement	l	m	186	183
Hauteur manométrique	l	m	121	118
Puissance totale	l	kw		3400
Puissance équipée	l	kw		3600
Anti-béliers	l	l		l
- A <sub>1</sub> dépressions admissibles	l	l		l
refoulement long	l	m <sup>3</sup>	200	l
- A <sub>2</sub> dépressions non tolérées,	l	l		l
refoulement court	l	m <sup>3</sup>		200

On constate au tableau ci-dessus que seuls les refoulements diffèrent entre la solution A<sub>1</sub> et la solution A<sub>2</sub>. C'est donc sur ce poste seul que portera la comparaison.

f) NNEXE 1.- COMPARAISON A<sub>1</sub>/A<sub>2</sub>

TABLEAU I,2 : ESTIMATION COMPARATIVE

<u>SOLUTION A<sub>1</sub></u>	U	QUANTITE	PU EM DT	DEPENSE DT
- Traversé du Melah conduite acier	m	50	160	8000
- Supports	m	50	60	3000
- Conduite dans la piste (PK0 - P.K.1,4)	m	1400	70	98000
- Conduite 3P enterrée Plus value terrain compact	m	1400	15	21000
- Conduite (PK 1,4 - PK 2,0) conduite BP enterrée	m	600	70	42000
- Montée vers Ro (PK 2,0 PK 2,4) Conduite acier	m	400	150	60000
Supports	m	400	60	24000
- Réservoir Ro réservoir	U	1	36000	36000
équipement métallique	U	1	4000	4000
télé contrôle	m	2400	5	12000
- Descente Ro-O (PK 2,4 PK 3,7) conduite enterrée	m	1300	70	91000
conduite 3P enterrée	m	1300	70	13000
<b>TOTAL :</b>				<b>412000 DT</b>
<u>SOLUTION A<sub>2</sub></u>	U	QUANTITE	PU	DEPENSE
- Traversée du Melah conduite acier	m	50	160	8000
supports et pose	m	50	60	3000
- Montée acier (PK 0 PK 0,35) conduite acier	m	350	160	56000
supports	m	350	60	21000
- Tronçon amon R. PK0,35 PK0,9) conduite BP aérienne	m	550	70	38500
- Réservoir R <sub>1</sub> réservoir	U	1	42000	42000
équipement métallique	U	1	4000	4000
Télécontrôle	m	900	5	4500
- Tronçon R <sub>1</sub> descente (PK0,9 PK 2,00) conduite BP aérienne	m	1100	70	77000
- descente vers O (PK2,00 PK2,9) conduite BP enterrée	m	900	70	63000
plus value diaphragme	m	900	10	9000
<b>TOTAL :</b>				<b>325500 DT</b>

f) N N E X E II  
COMPARAISON ECONOMIQUE ENTRE LES  
SITES DE PRISE D'EAU B<sub>1</sub> et B<sub>3</sub>

-1-1-

Deux sites favorables ont été reconnus, les dits B<sub>1</sub> et B<sub>3</sub> pour l'emplacement de la prise d'eau dans l'Oued Medjerda.

Pour la mise en charge du réseau de distribution un seul site d'emplacement pour un réservoir au sol a été trouvé. Il se trouve bien placé par rapport au périmètre en raison de sa proximité et de son altitude (173m).

Pour la comparaison économique, on a examiné les conduites principales reliant le point de prise d'eau au réservoir et le réservoir au réseau de distribution.

SITE B<sub>1</sub>

- L'ossature des conduites serait constituée par
- une conduite reliant la prise d'eau au réservoir longueur 950 m ou 800 m
  - une conduite reliant le réservoir au point de départ du réseau (longueur 2100 m ou 800)
  - une conduite alimentant les bornes situées entre la conduite maîtresse l'Oued SILIANA et l'Oued MEDJERDA (longueur 1400 m ou 400 m).

Dans ce schéma le réservoir se trouve placé en série, dans le circuit hydraulique. Il constitue donc une "coupure hydraulique".

SITE B<sub>3</sub>

Etant donné l'éloignement du site de prise par rapport à l'emplacement du réservoir, d'une part et d'autre part la proximité du site de prise par rapport au réseau de distribution, il n'est pas possible (sauf à réaliser un investissement très élevé et exorbitant) de concevoir un schéma de canalisation avec réservoir en série. Il faut donc placer le réservoir en dérivation par rapport au réseau de distribution.

Le réservoir serait relié par la troisième antenne issue de la conduite maîtresse à partir de la prise d'eau.

Le schéma comporterait les conduites principales suivantes :

- entre la prise et le noeud principal du réseau de distribution, une canalisation de DN 800 m longueur 1350 m

- entre cette conduite et le réservoir, une conduite de diamètre 800 m et de 1800 m de longueur.

- une conduite alimentant l'antenne Nord du réseau diamètre 300 mm, longueur 700 m.

Le bilan des investissements en canalisations s'établit comme suit :

TRONCON	DN	Longueur	IP.U. (D.T.)	PRIX PARTIEL (D.T.)
<b>SITE B<sub>1</sub></b>				
S <sub>1</sub> - R	800	950	87	82 650
R - DN	800	2100	87	182 700
N - A	400	1100	44	48 400
<b>TOTAL</b>				<b>313.750</b>
<b>SITE B<sub>3</sub></b>				
S <sub>2</sub> - N	800	1350	87	117 450
B.E.R.	800	1800	87	156 600
E.S.D.	300	700	37	25 900
<b>TOTAL</b>				<b>299.950</b>

On notera simplement que les longueurs des conduites de DN 800 sont très voisines dans les 2 cas (3050 m pour B<sub>1</sub>, 3150 m pour B<sub>3</sub>).

AUTRES OUVRAGES

Protection anti-bélier à la station de pompage

SITE 3<sub>1</sub> -

La protection anti-bélier concerne uniquement la conduite S1-R ayant une longueur de 950 mètres.  
Le volume du réservoir d'air serait approximativement de 30 mètres cubes (coût du réservoir = 24,000 DT).

SITE 3<sub>3</sub> -

La protection anti-bélier doit s'appliquer dans ce cas à la totalité du réseau.

Le volume du réservoir anti-bélier dépendra de la surpression effective qu'on admettra sur le réseau. Pour une surpression de 3 bars sur les petites conduites d'extrémité et de 2 bars sur les grosses conduites adductrices le volume du réservoir serait approximativement doublé, et atteindrait ainsi 60 m<sup>3</sup>.

Coût de deux réservoirs de 30 m<sup>3</sup> = 48.000 D.T

CANALISATION DU RESEAU

En raison de l'augmentation de la pression de service sur le réseau de distribution dans la solution 3<sub>3</sub>, le coût du réseau sera majoré. Cette majoration a été estimée à 6 % du coût du réseau.

Le coût du réseau serait, pour une surface équipée de 1200 hectares et un coût unitaire de 800 DT par hectare.

$$1200 \times 800 = 960.000 \text{ D.T}$$

La majoration du coût serait alors de =

$$960.000 \times 0,06 = 57.800 \text{ D.T}$$

RECAPITULATION DES INVESTISSEMENTS

	SITE 3 <sub>1</sub>	SITE 3 <sub>3</sub>
- Canalisations	313.750	281.450
- Réservoirs d'air	24.000	48.000
- Classes de pression des canalisations		57.800
TOTAL	337.750	387.250
Différence		+ 49.500

Le site B1 se présente donc de façon plus favorable en ce qui concerne les investissements.

Il présente par ailleurs l'avantage de présenter une coupure hydraulique entre la station et le réseau ce qui facilitera l'exploitation des installations.

Nous proposons donc de retenir ce site et ce schéma d'ossature du réseau de distribution.

A) TABLE III. - COMPARAISON A<sub>2</sub>/A<sub>1</sub>  
TABLEAU III.1 ESTIMATION DE LA SOLUTION A<sub>2</sub>  
EN 10<sup>3</sup> D.T

DESIGNATION	U	QUANTITE	PU	COUTS COMMUNS A <sub>2</sub> ET B	COUTS PROPRES A <sub>2</sub>
1 <u>Prise d'eau</u>					
. Prise sur restitution barrage	u	1			20
2 <u>Station exhaure (p.m, pas pour A<sub>2</sub>)</u>	-	-	-		-
3 <u>Station mise en pression</u>					
<u>Matériel</u>	u	1	15	15	
. Filtration					
. Pompes	u	6	18	110	
. Motopompe	u	6	15	90	
. Robinetterie, collecteur	u	1	30	30	
				245	
<u>Matériel électrique</u>	u	2	10	20	
. Transit M.T/BT	u	1	20	20	
. Tableau puissance	u	1	20	20	
. Tableau contrôle	u	1	15	15	
. Câbles et divers				75	
<u>Génie Civil</u>	u	1	50	50	
<u>Anti bédiers</u>	m <sup>3</sup>	50	0,6		30
<u>Poste HT/MT</u>	u	-	-		-
4 <u>Refoulement et réservoir</u>					
. Tronçon acier	m	400	0,15	60	
. Tronçon BP aérien tracé difficile	m	1000	0,10		
. Tronçon BP enterré	m	1300	0,07	90	
. Réservoir y compris équipement et télécontrôle	u	1	50	50	
				570	150
				720	
TOTAUX PARTIELS					
TOTAL GENERAL					

- 40 -  
f) ANNEXE III - COMPARAISON A<sub>2</sub>/B<sub>1</sub>

TABLEAU III.2 - ESTIMATION DE LA SOLUTION 3<sub>1</sub>

EN 10<sup>3</sup> D.T

DESIGNATION	U	QUANTITE	PU	COUTS COMMUNS		COUTS PROPRES A B <sub>1</sub>
				A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	
<b>1 Priso d'eau</b>						
• Pourniture palplanches	t	122	0,7			85
• Battage palplanches	m <sup>2</sup>	650	0,04			25
• Bétons	m <sup>3</sup>	1500	0,06			90
• Gabions	m <sup>3</sup>	500	0,05			25
• Terrassements, contrôle des eaux, divers	m <sup>3</sup>	5000	0,005			25
<b>TOTAL</b>						250
<b>2 Station exhaure + canal</b>						
• Siphon + entacade + pompes à vide	u	1	40			40
• Matériel électromécanique	u	1	60			60
• Matériel électrique	u	1	30			35
• Robinetterie divers matériel	u	1	20			20
• Génie Civil terrassement + palplanches	m <sup>3</sup>	2000	0,005			35
• (évent)	m <sup>3</sup>	400	0,06			25
• Bétons	u	1	5			15
• Divers	m	200	0,3			60
<b>TOTAL</b>						230
<b>Canal décantation</b>						
<b>3 Station mise en pression</b>						
• Matériel électromécanique	voir A <sub>2</sub>			245		
• Matériel électrique	"			75		
• Génie Civil	"			50		
• Anti-béliers	-					
• Poste HT/MT	u	1	30			
<b>4 Refoulement et réservoir</b>						
1er tronçon BP	m	300	0,07		60	
2eme tronçon acier	m	400	0,15		60	
3eme tronçon BP	m	1300	0,07		90	
Réservoir y compris équipement	u	1	50		50	
Totaux partiels					570	
Total général						1200

f) ANNEXE IV  
ESTIMATION DE LA SOLUTION N°2  
EN 103 D.T

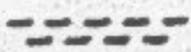
- 41 -

<b>1 PRISE D'EAU</b>		
•	Fourniture palplanches	85
•	Battage palplanches	25
•	Bétons	90
•	Emoluments	25
•	Terrassement, contrôle des eaux	25
•	Conduite acier dans prise y compris butée	20
		270
<b>2 STATION EXHAURE + CANAL DECANTATION</b>		
•	Siphon de prise	50
•	Matériel électromécanique	100
•	Matériel électrique	40
•	Robinetterie	30
•	Génie Civil	100
•	Canal décantation	60
		380
<b>3 STATIONS DE MISE EN PRESSION</b>		
•	Matériel électromécanique	400
•	Matériel électrique	110
•	Génie Civil	90
•	Anti béliers	40
•	Poste HT/MT	40
		680
<b>4 REPOULEMENT RIVE GAUCHE</b>		
	Tronçon S <sub>2</sub> - RGM	120
	Tronçon RGM - G <sub>2</sub>	240
	Réservoir G <sub>2</sub>	40
		400
<b>5 REPOULEMENT RIVE DROITE</b>		
•	Tronçon S <sub>2</sub> - RDM	70
•	Tronçon RDEM - D <sub>2</sub>	180
•	Réservoir D <sub>2</sub>	40
		290
<b>TOTAL GENERAL</b>		<b>2020</b>
ARRONDI A		<b>22000 10<sup>3</sup> D.T</b>

004-5884

PERIMETRES DE TESTOUR - /// EDJEZ EL BAB

ETUDE TECHNICO - ECONOMIQUE COMPARATIVE DES DIVERSES  
SOLUTIONS D'IMPLANTATION DES OUVRAGES PRINCIPAUX



(DOSSIER SCHEMAS)

PLANS

# PERIMETRES DE TESTOUR ET MEDJEZ EL BAB

OUVRAGES DE STRUCTURE ET RESEAUX

## SCHEMAS

PLAN D'ENSEMBLE DU RESEAU ET DES OUVRAGES DE DESSERTE

### LEGENDE



NOUVELLES LIMITES DU PERIMETRE



ANCIENNES LIMITES DU PERIMETRE



REFOULEMENTS ENVISAGES A LA FACTIBILITE

EN 1 FEUILLE		PARTIE			ECHELLE	
DESSEINE	VERIFIE	MODIFICATIONS	DATES	VERIFIE	COTE	
					03 / 01	
DATES						
DIVISION DES ETUDES						

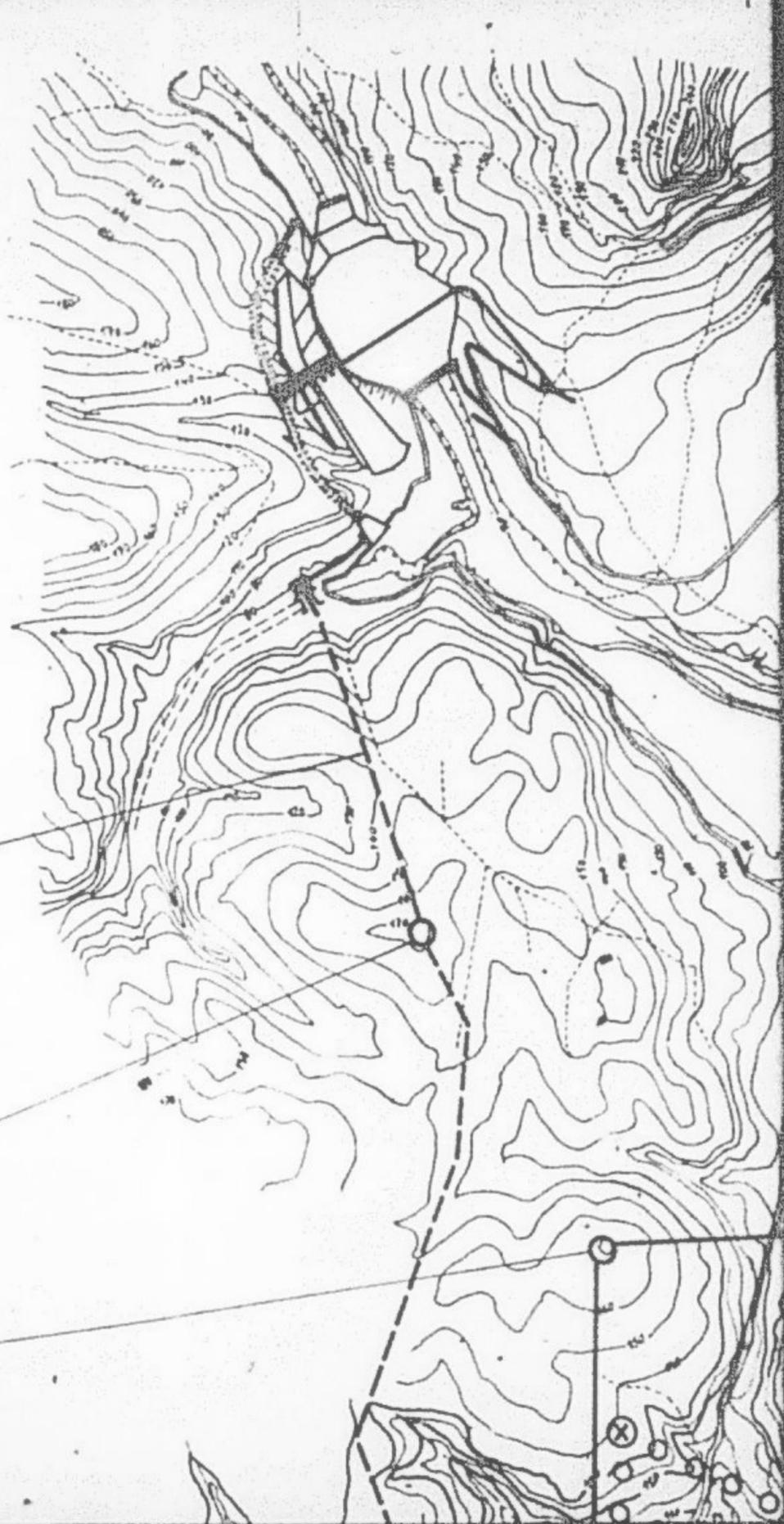
SOLUTION PRISE AU BARRAGE  
SOLUTION NON RETENUE

RESERVOIR R1

RESERVOIR R0

7000

46.000





ZONE AGRANDIE AU 1/500

SOLUTION RETENUE

PERIMETRE RIVE GAUCHE MEDJERDA (ABANDONNE)

47 000  
63 000

46 000

POINT ORIGINE DU RESEAU

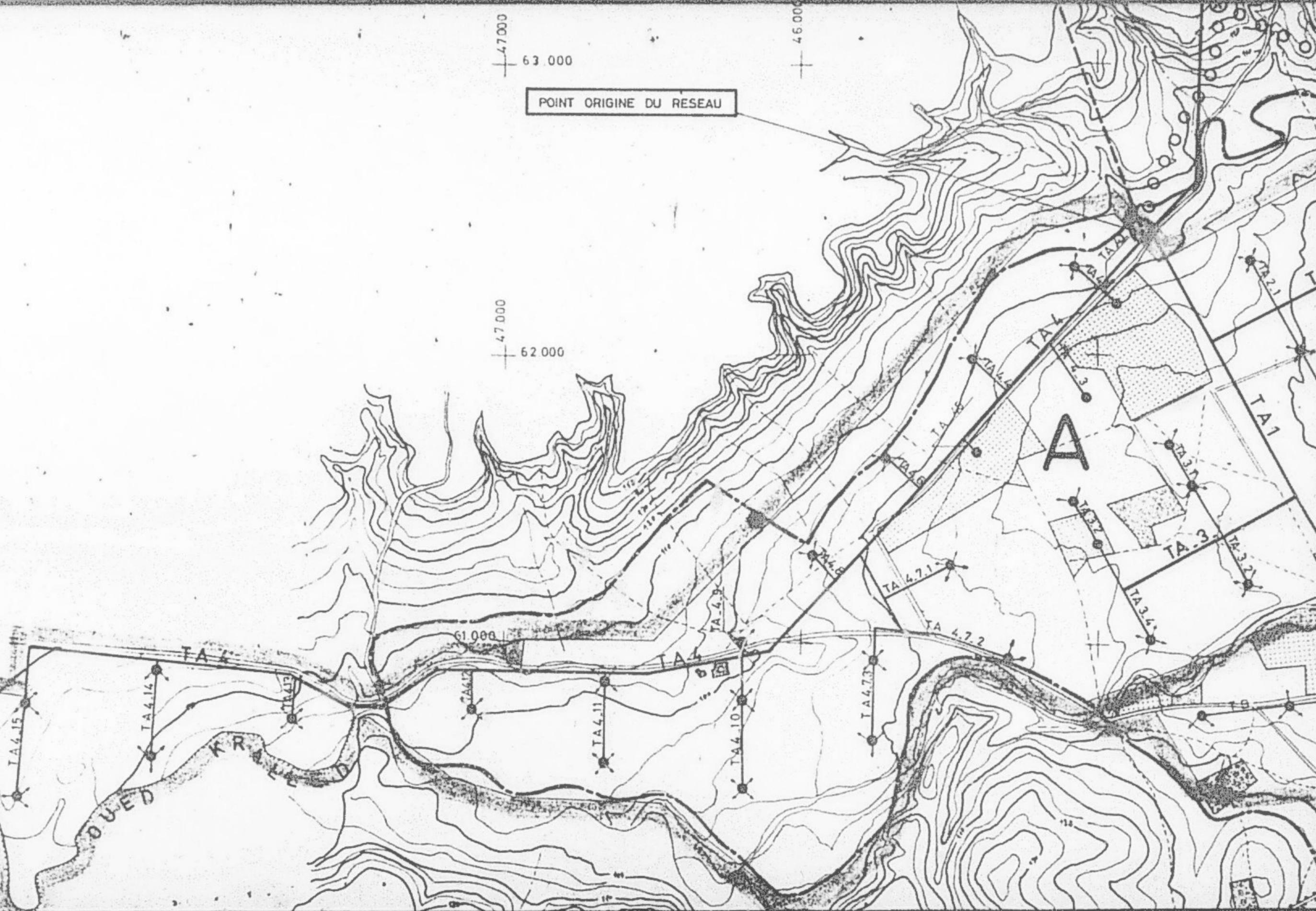
47 000  
62 000

61 000

LE KEF

FRANCOIS  
DUED

A





**SUITE EN**

**F 2**



MICROFICHE N°

05884

République Tunisienne

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE  
DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية  
وزارة الزراعة

المركز القومي  
للتوثيق الزراعي  
تونس

F 2



63 000

TUNIS

40 000  
61 000

TA 2

TA 22

TA 25

TA 26

TB 1

TB 2

TB 3

TB 4

TB 5

TB 6

TC 1

TC 2

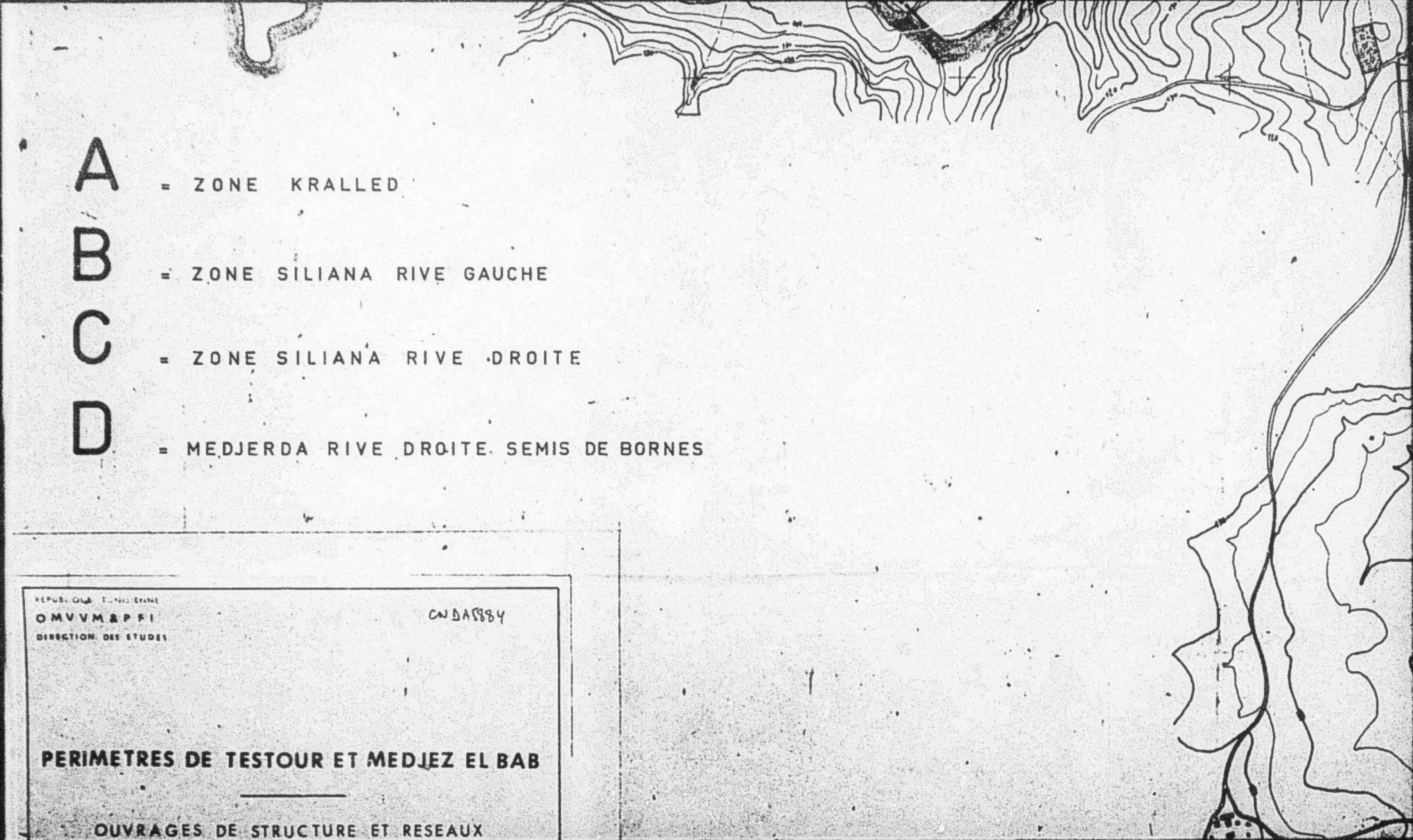
TC 3

TC 4

TC 5

M-E-D-I-T-E-R-R-E-E-M

LA S S ZHRA



A

= ZONE KRALLED

B

= ZONE SILIANA RIVE GAUCHE

C

= ZONE SILIANA RIVE DROITE

D

= MEDJERDA RIVE DROITE. SEMIS DE BORNES

REPUS. G.L. T. 111. ET. 111.  
OMVVM & PFI  
DIRECTION DES ETUDES

CNDAS884

**PERIMETRES DE TESTOUR ET MEDJEZ EL BAB**

**OUVRAGES DE STRUCTURE ET RESEAUX**



OSIDI MUSTAPHA

B

C

D

E

T.B. 1

T.B. 2

T.B. 3

T.B. 4

T.B. 5

T.B. 6

T.B. 7

T.B. 8

T.B. 9

T.B. 10

T.C. 1

T.C. 2

T.C. 3

T.C. 4

T.C. 5

T.C. 6

T.C. 7

T.C. 8

T.C. 9

T.C. 10

T.C. 11

T.C. 12

T.C. 13

T.C. 14

T.C. 15

T.C. 16

T.C. 17

T.C. 18

420

430

440

450

460

470

480

490

500

510

520

530

540

550

560

570

580

590

600

610

620

630

640

650

660

670

680

690

700

710

720

730

740

750

760

770

780

790

800

810

820

830

840

850

860

870

880

890

900

910

920

930

940

950

960

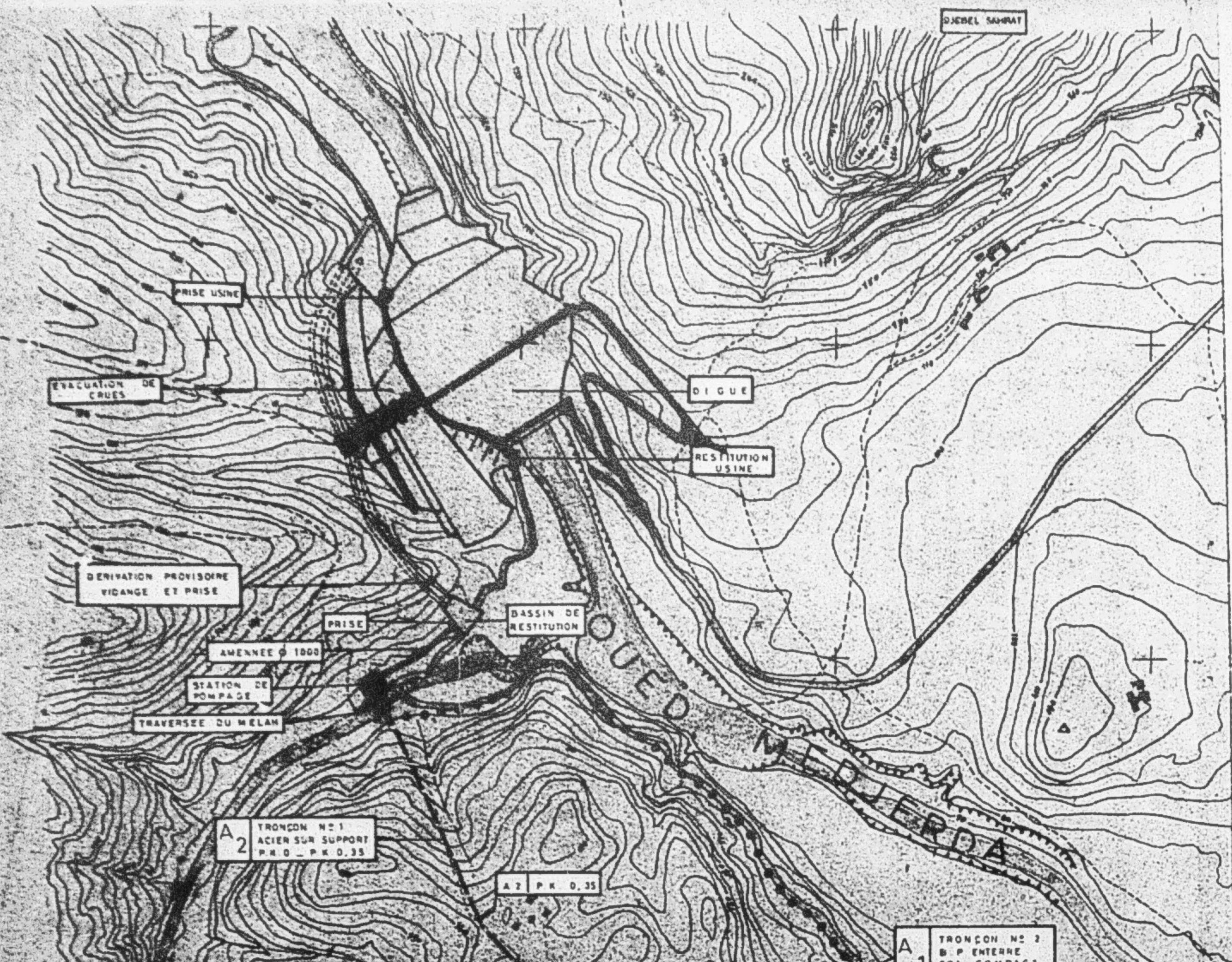
970

980

990

1000



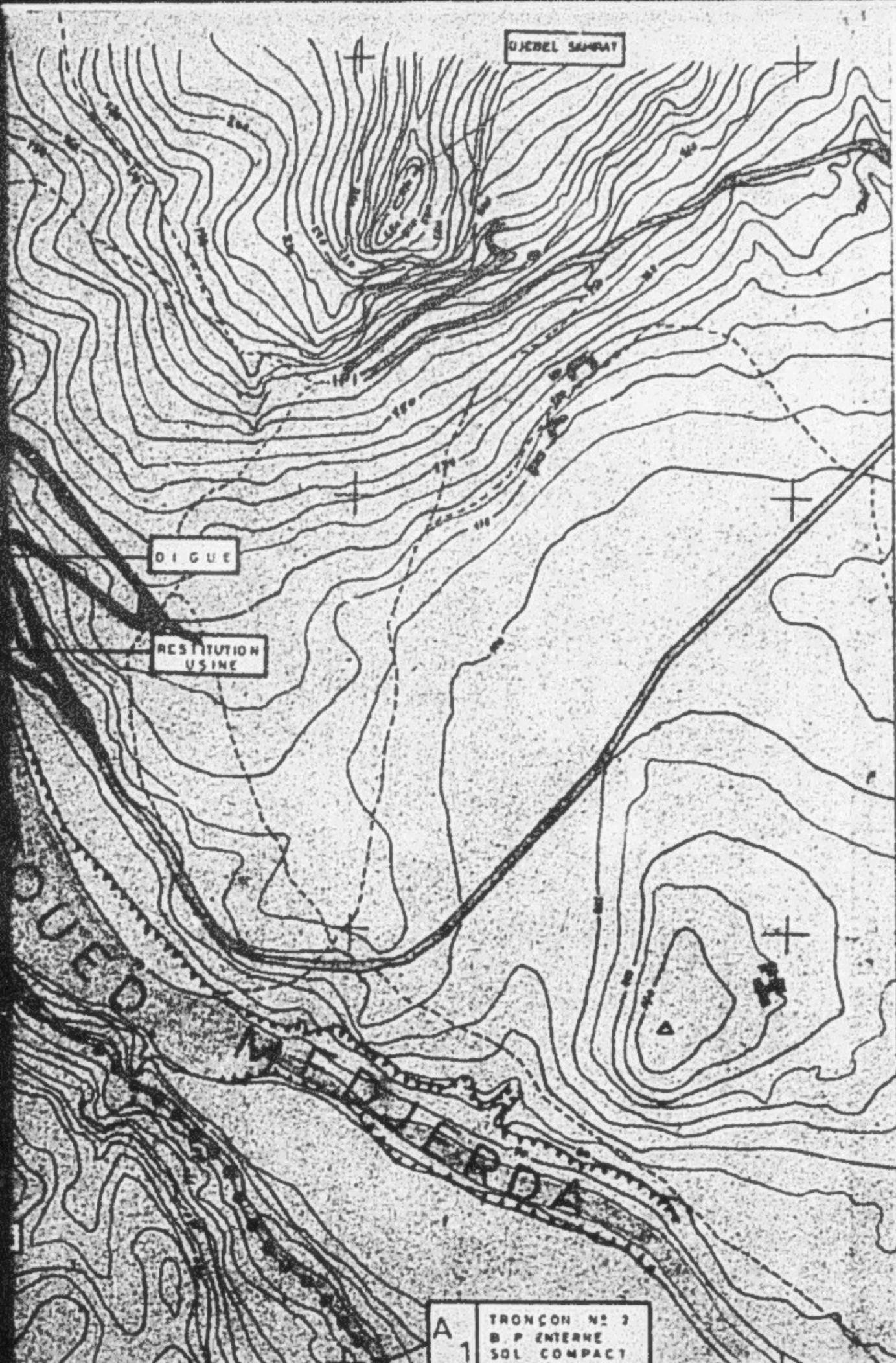


A2 TRONÇON N° 1  
ACIER SUR SUPPORT  
P. 0 - P. 0.35

A2 P. 0.35

A1 TRONÇON N° 2  
B. P. ENTERRE  
SOL COMPACT

EN L
DESSIN



REPUBLIQUE TUNISIENNE  
 OMVVM & PPI  
 DIRECTION DES ETUDES

PERIMETRES DE TESTOUR ET MEDJEZ EL BAB

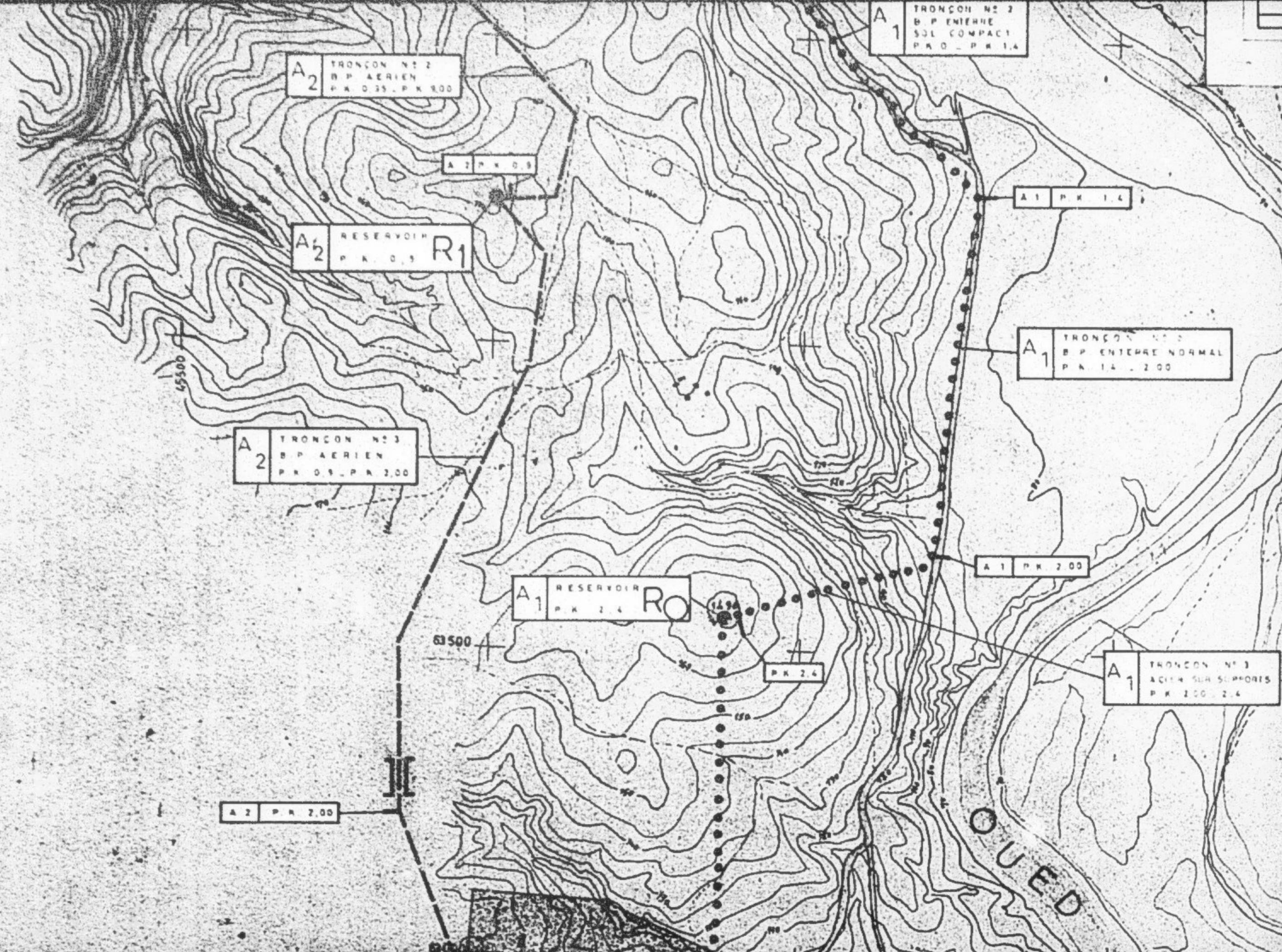
OUVRAGES DE STRUCTURE ET RESEAUX

SCHEMAS

PLAN DE SITUATION DES SOLUTIONS DE TYPE A

(PRISE D'EAU AU BARRAGE)

EN 2 FEUILLE		PARTIE			ECHELLE	
DESSINE	VERIFIE	MODIFICATIONS		DATES	VERIFIE	COTE
						03 / 02
DATES						
DIVISION DES ETUDES						



A2 TRONÇON N° 2  
B.P. AERIEN  
P.K. 035 - P.K. 900

A2 P.K. 03

A2 RESERVOIR  
P.K. 05 R1

A2 TRONÇON N° 3  
B.P. AERIEN  
P.K. 05 - P.K. 200

A1 RESERVOIR  
P.K. 24 R0

A1 TRONÇON N° 2  
B.P. ENTIERRE  
COMPACT  
P.K. 0 - P.K. 14

A1 P.K. 14

A1 TRONÇON N° 2  
B.P. ENTIERRE NORMAL  
P.K. 14 - 200

A1 P.K. 200

A1 TRONÇON N° 3  
ACIER SUR SUPPORTS  
P.K. 200 - 24

P.K. 24

A2 P.K. 200

OUED

A1  
TRONÇON N° 1  
B P ENTERRE  
SOL COMPACT  
P K 0 - P K 14

A1 P K 14

A1  
TRONÇON N° 2  
B P ENTERRE NORMAL  
P K 14 - 200

A1 P K 200

A1  
TRONÇON N° 3  
ACIER SUR SUPPORTS  
P K 200 - 24

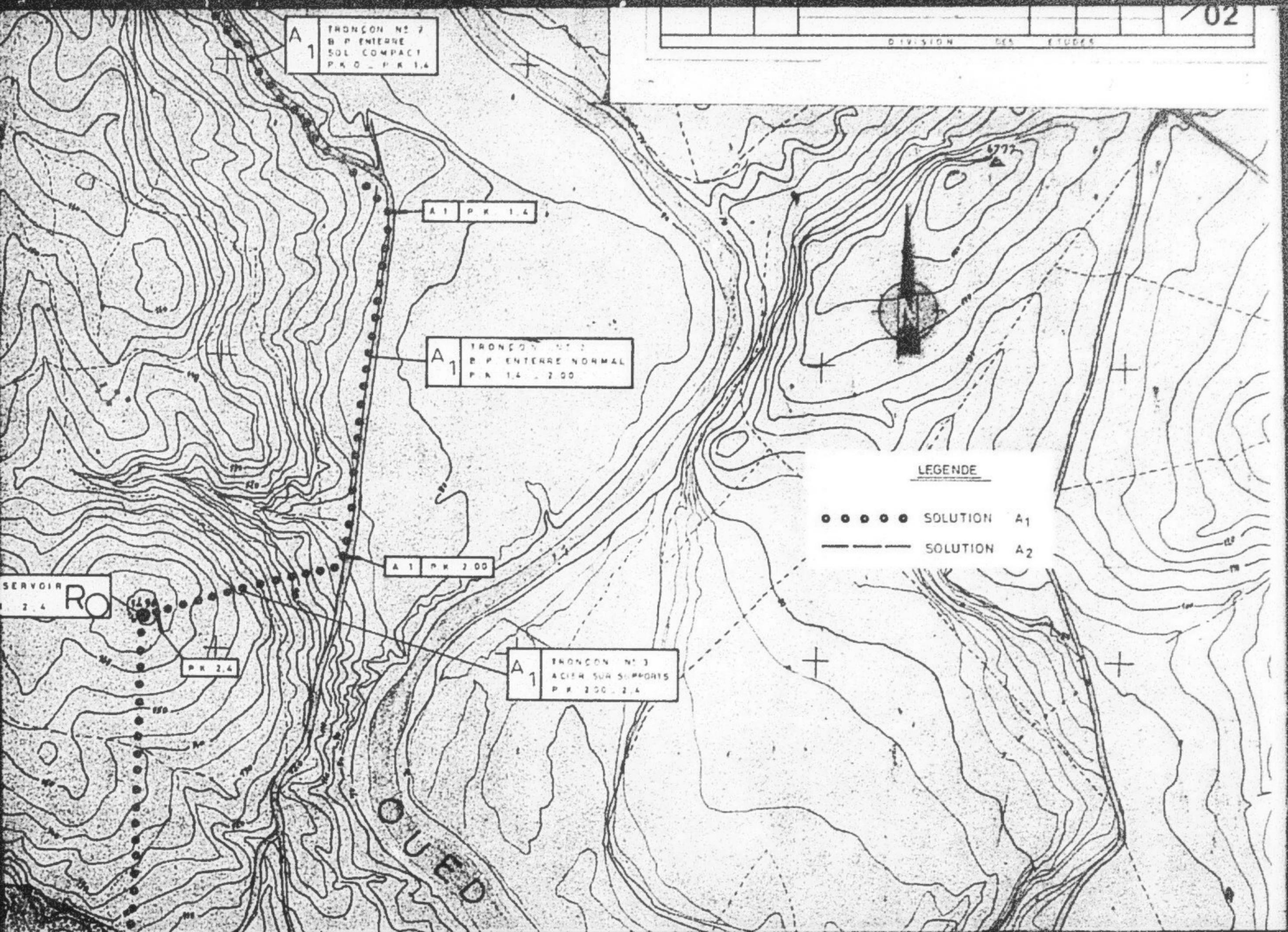
PK 24

SERVOIR  
24 RO



LEGENDE

- ● ● ● ● SOLUTION A1
- — — — — SOLUTION A2



A  
2  
TRONCON N° 4  
B P ENTERRE.  
DIAPHRAGMES  
PK 200.29

A  
1  
TRONCON N° 4  
B P ENTERRE.  
DIAPHRAGMES  
PK 24.37

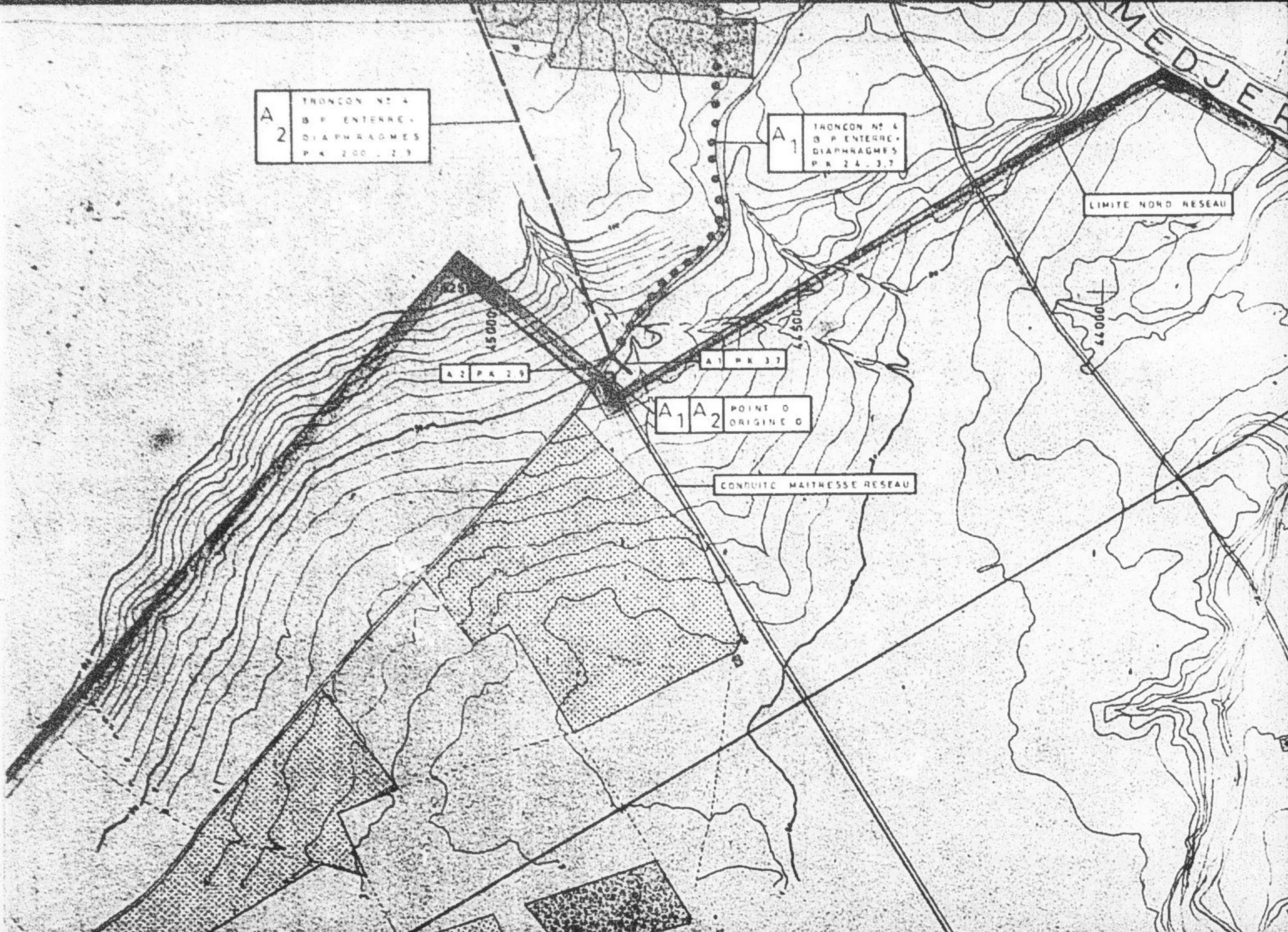
LIMITE NORD RESEAU

A2 PK 29

A1 PK 37

A1 A2  
POINT O  
ORIGINE O

CONDUITE MAITRESSE RESEAU





MEDJERDA

A1 THONEDN N° 4  
B P ENTERRÉ-  
DIAPHRAGMES  
PK 24-37

LIMITE NORD RESEAU

A1 A2 POINT O  
ORIGINE C

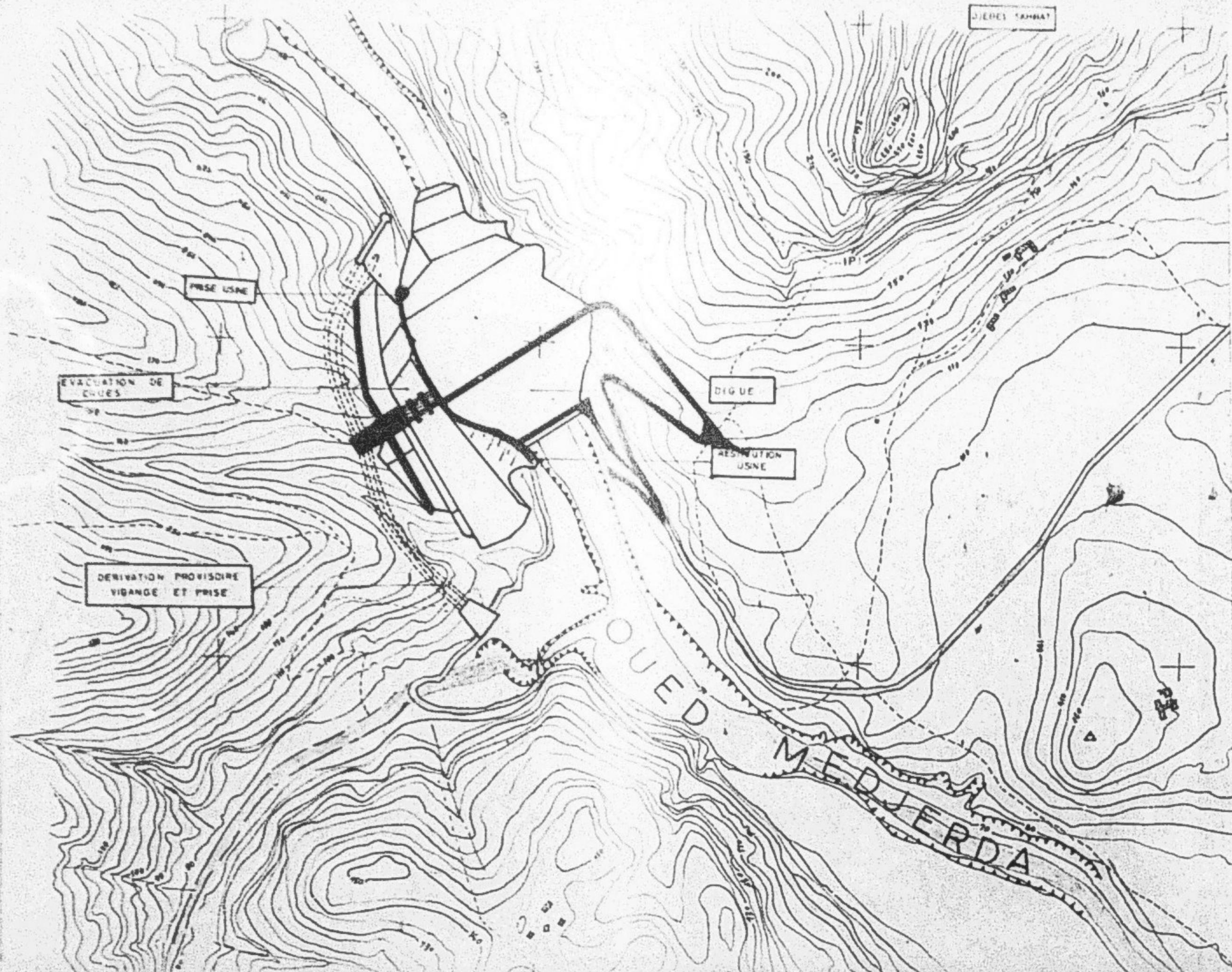
A1 PK 37

CONDUITE MAITRESSE RESEAU

44000

40567

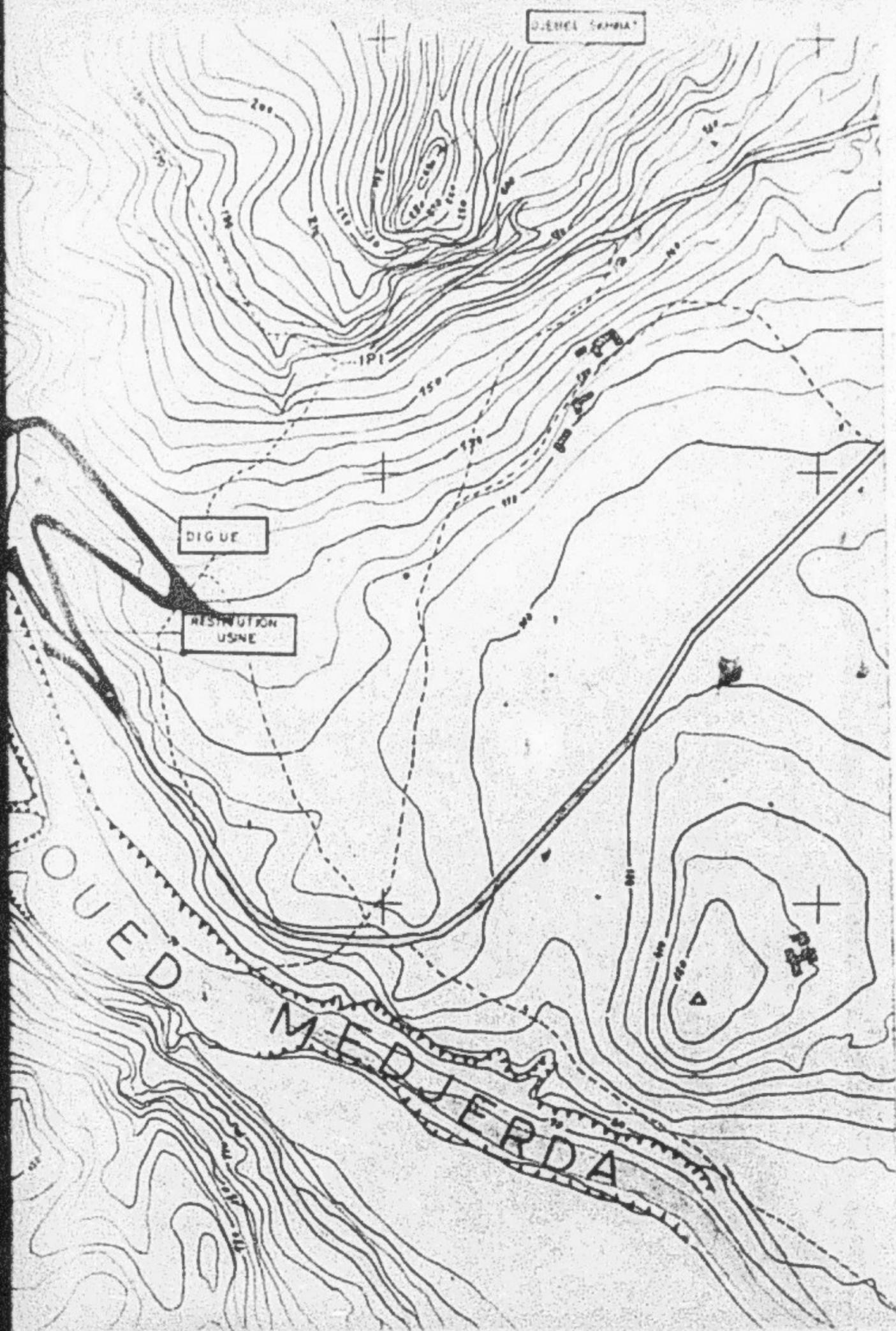
43000



420005  
 O M V  
 DIRECT

PER

1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16



OMVVM & PPI  
 DIRECTION DES ETUDES

PERIMETRES DE TESTOUR ET MEDJEZ EL BAB

OUVRAGES DE STRUCTURE ET RESEAUX

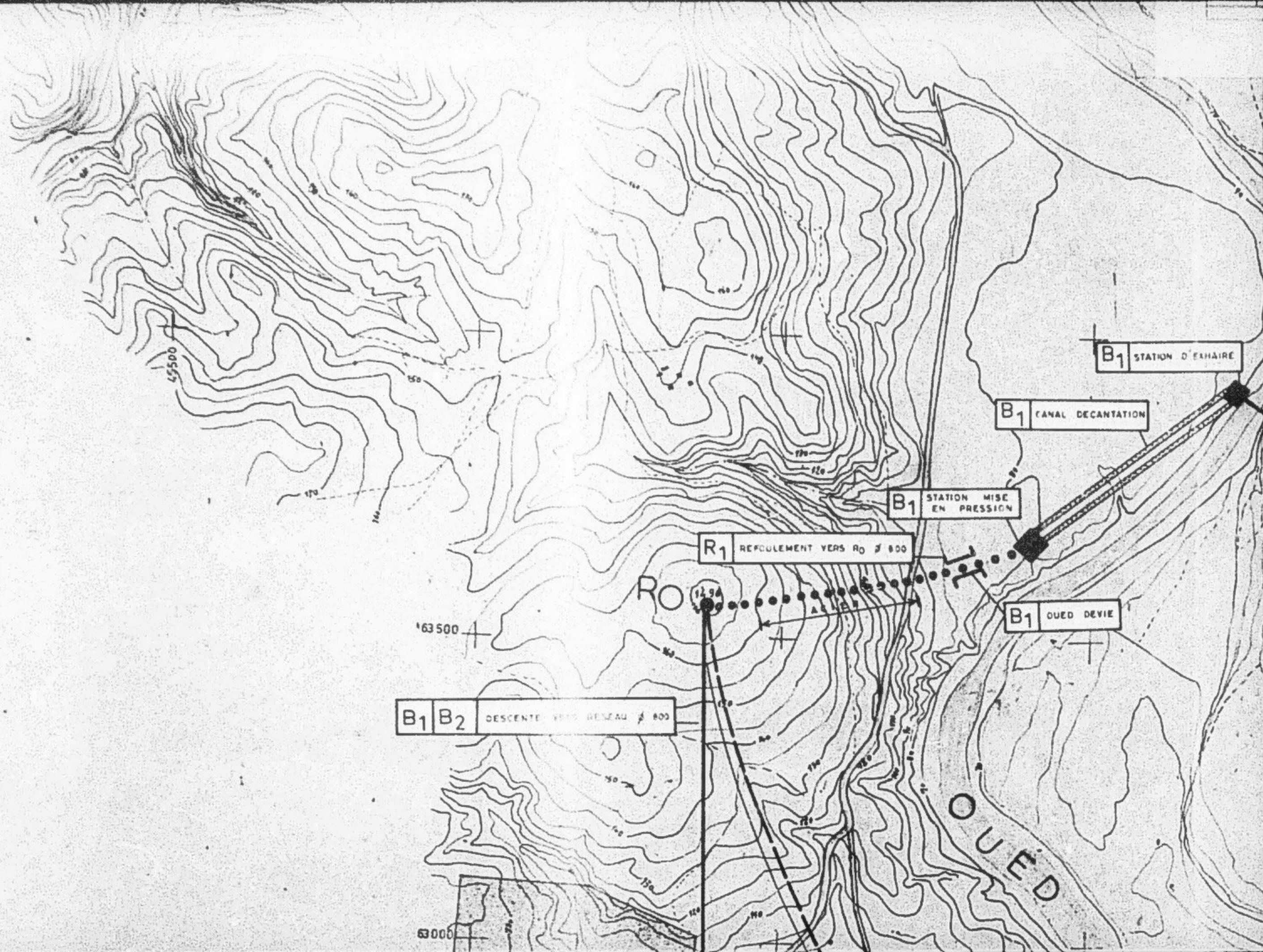
**SCHEMAS**

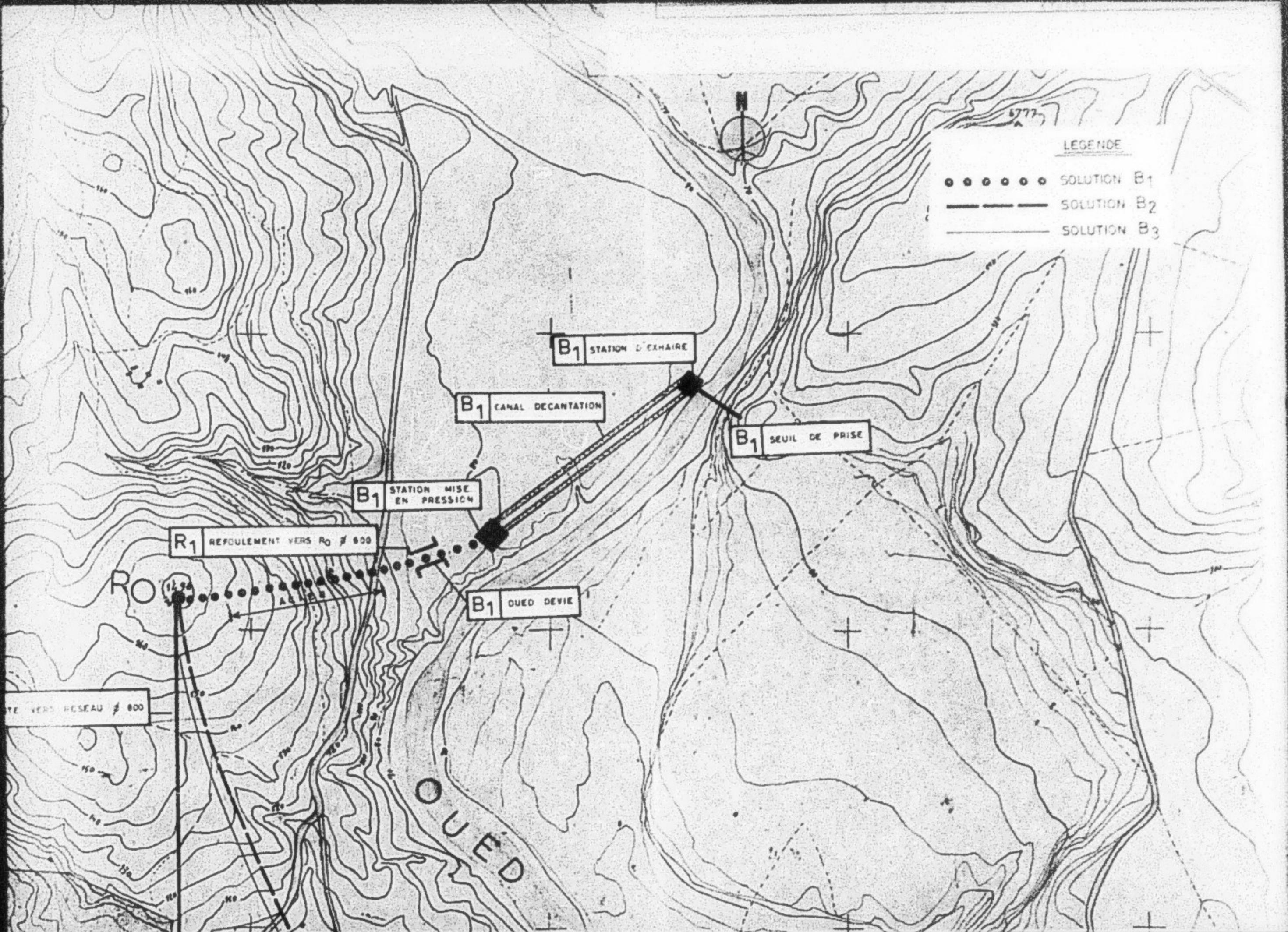
PLAN DE SITUATION DES SOLUTIONS DE TYPE B

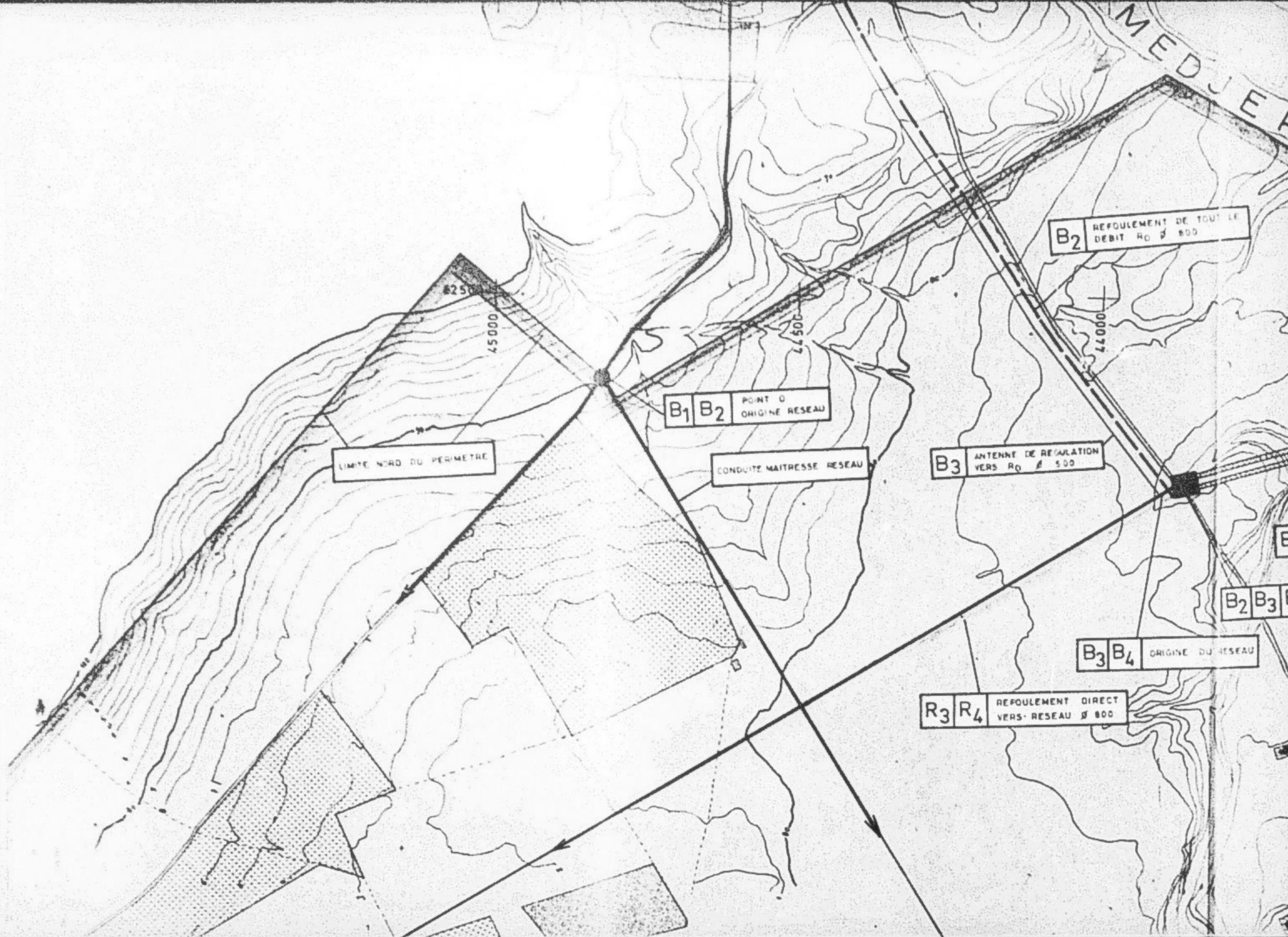
(PRISE D'EAU EN RIVIERE)

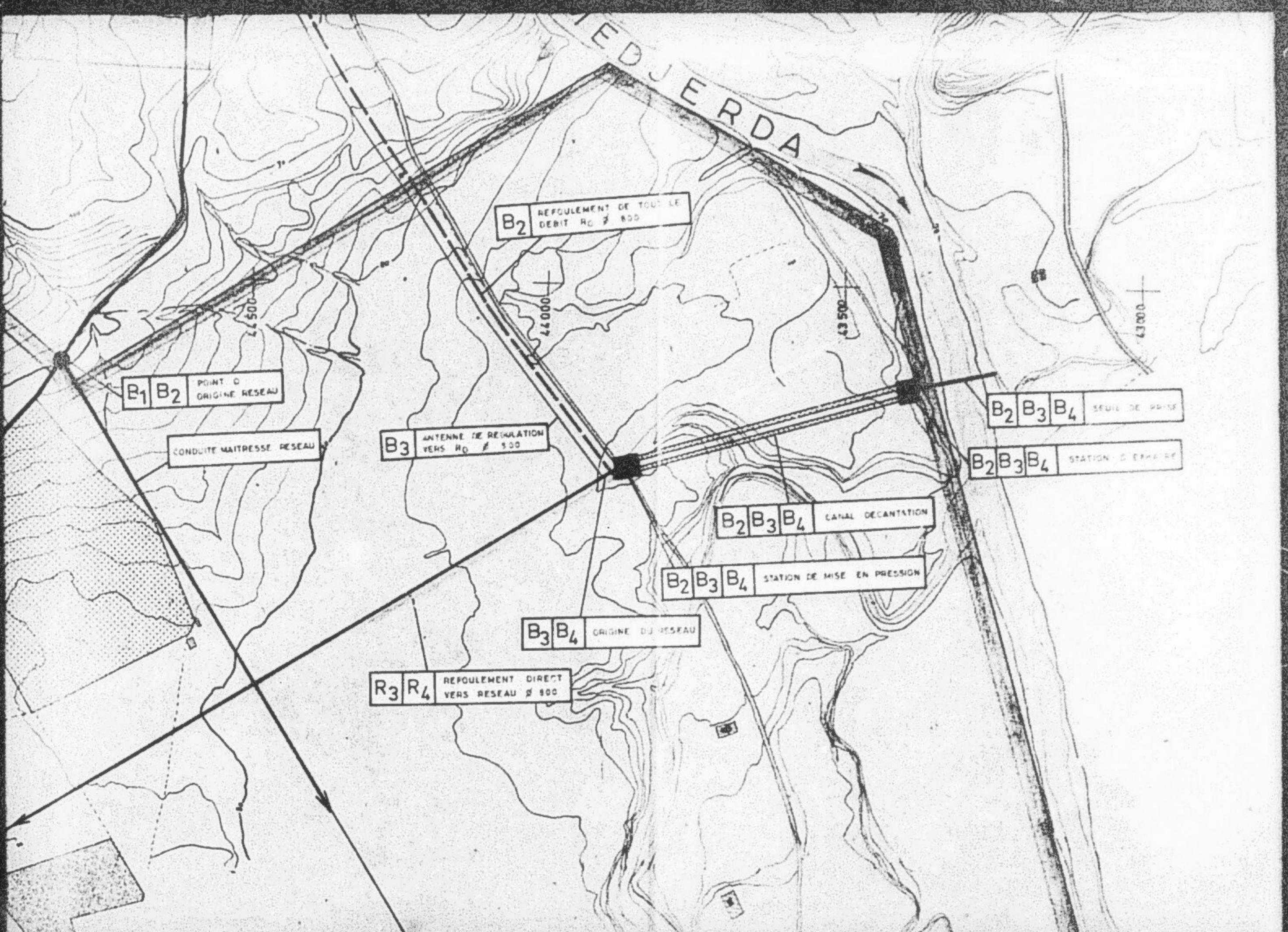
EN T. FEUILLE		PARTIE			ESCALER	
DESINE	VERIFIE	MODIFICATIONS		DATES	VERIFIE	
DATES						

03 / 03



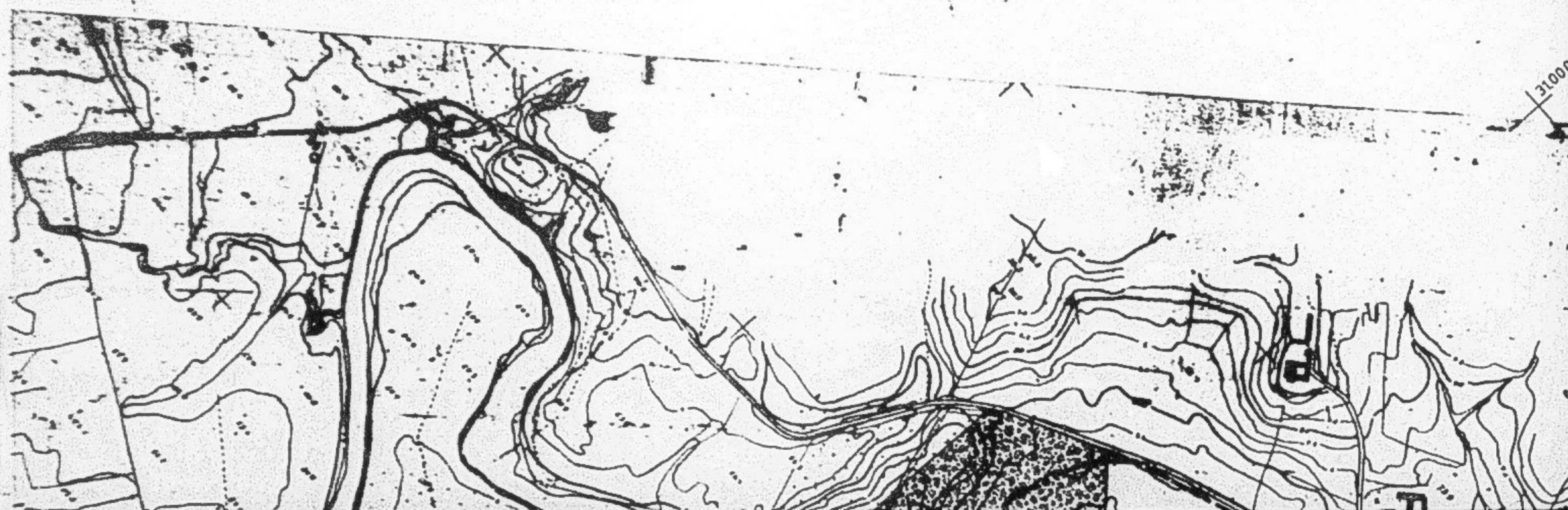






70000 32.000

31000

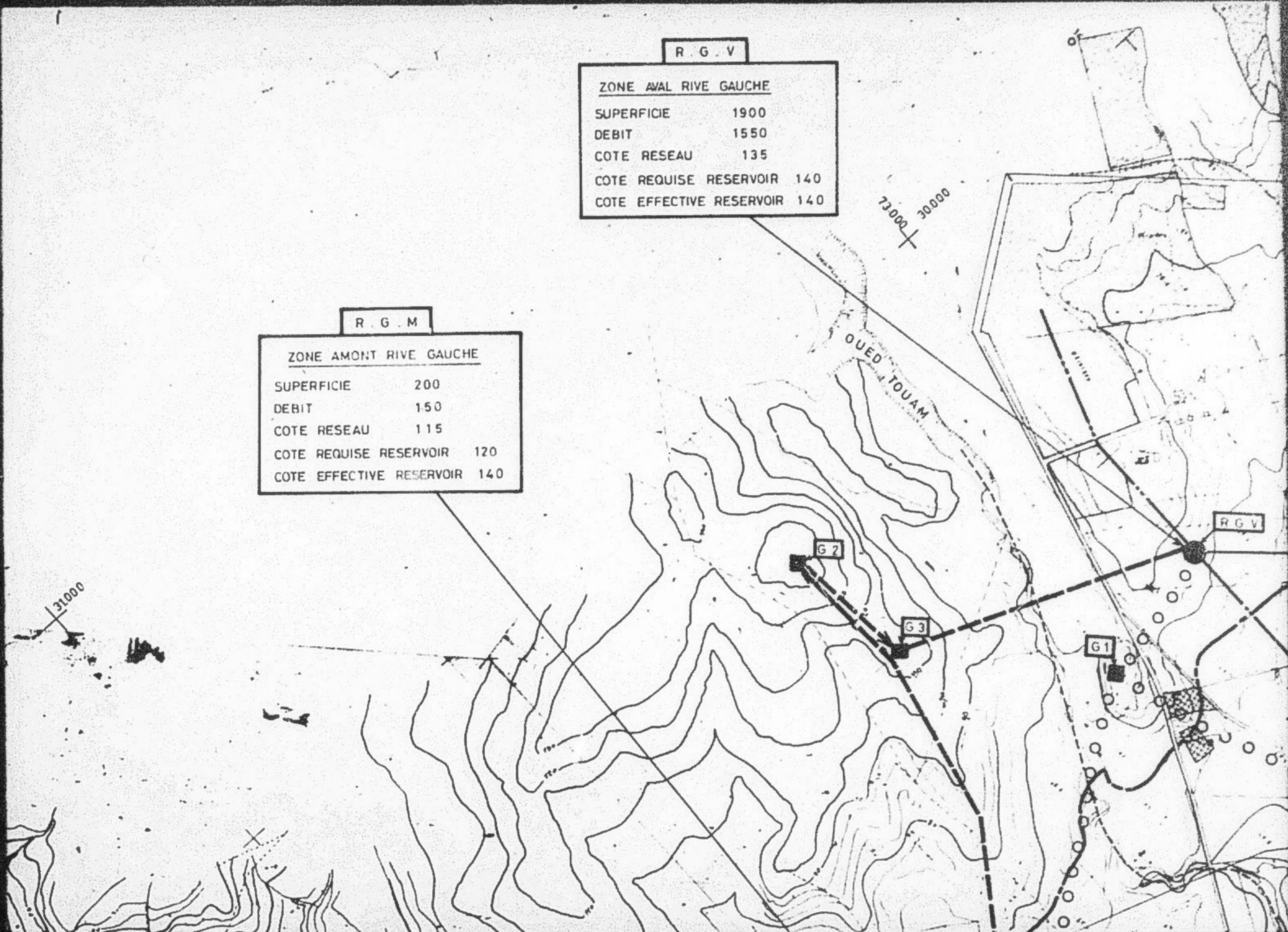


R . G . V

ZONE AVAL RIVE GAUCHE	
SUPERFICIE	1900
DEBIT	1550
COTE RESEAU	135
COTE REQUISE RESERVOIR	140
COTE EFFECTIVE RESERVOIR	140

R . G . M

ZONE AMONT RIVE GAUCHE	
SUPERFICIE	200
DEBIT	150
COTE RESEAU	115
COTE REQUISE RESERVOIR	120
COTE EFFECTIVE RESERVOIR	140





16V

1100  
900  
120





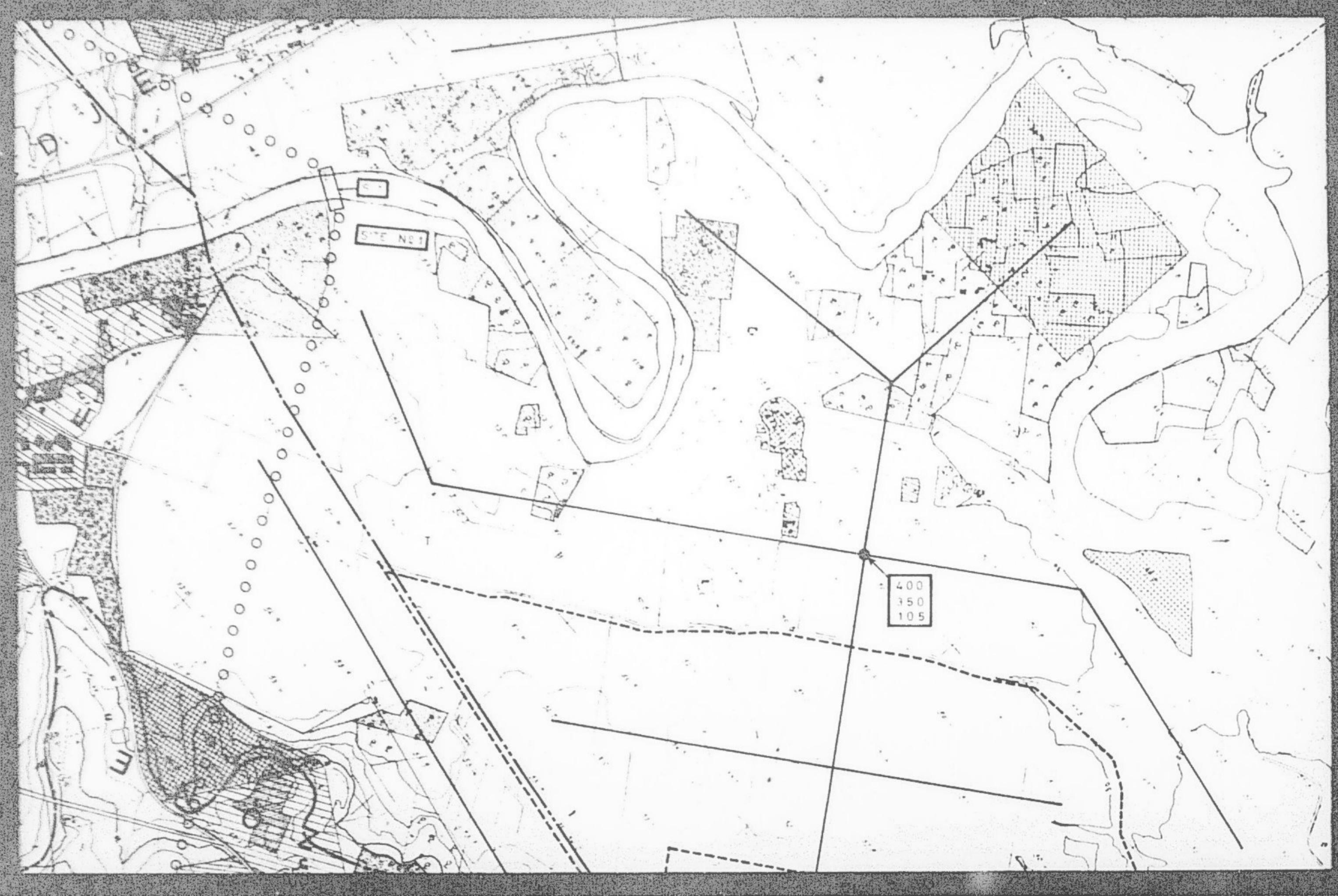


RGM

S2

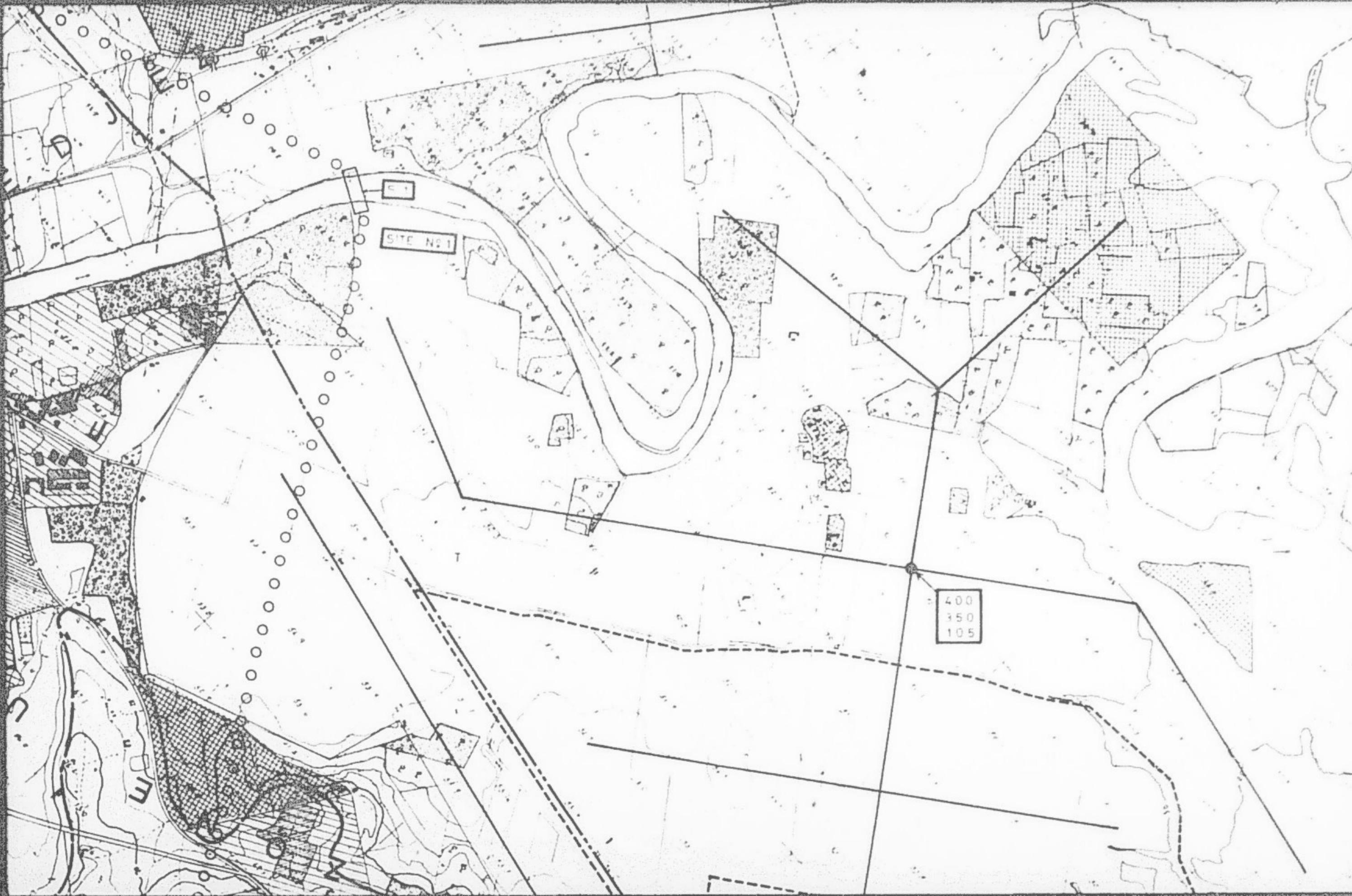
SITE Nº 2

RDM



SITE NO 1

400  
350  
105





SITE N° 3

WICH EL OUED

REPUBLIQUE TUNISIENNE  
OMVVM & PPI  
DIRECTION DES ETUDES



LEGENDE

- ○ ○ ○ ○ TRACE CONDUITES REF
- — — — — TRACE CONDUITES REF
- - - - - TRACE COLLECTEURS
- — — — — TRACE CONDUITES MA
- |      |
|------|
| 250  |
| 800  |
| .115 |

 CARACTERISTIQUES RES  
 DE HAUT EN BAS
- - - - - TRACE CONDUITE S
- - - - - ANCIENNE LIGNE DU P



**SUITE EN**

**F 3**



MICROFICHE N°

05884

République Tunisienne

MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE

CENTRE NATIONAL DE

DOCUMENTATION AGRICOLE

TUNIS

الجمهورية التونسية  
وزارة الزراعة

المركز القومي  
للتوثيق الزراعي  
تونس

F 3

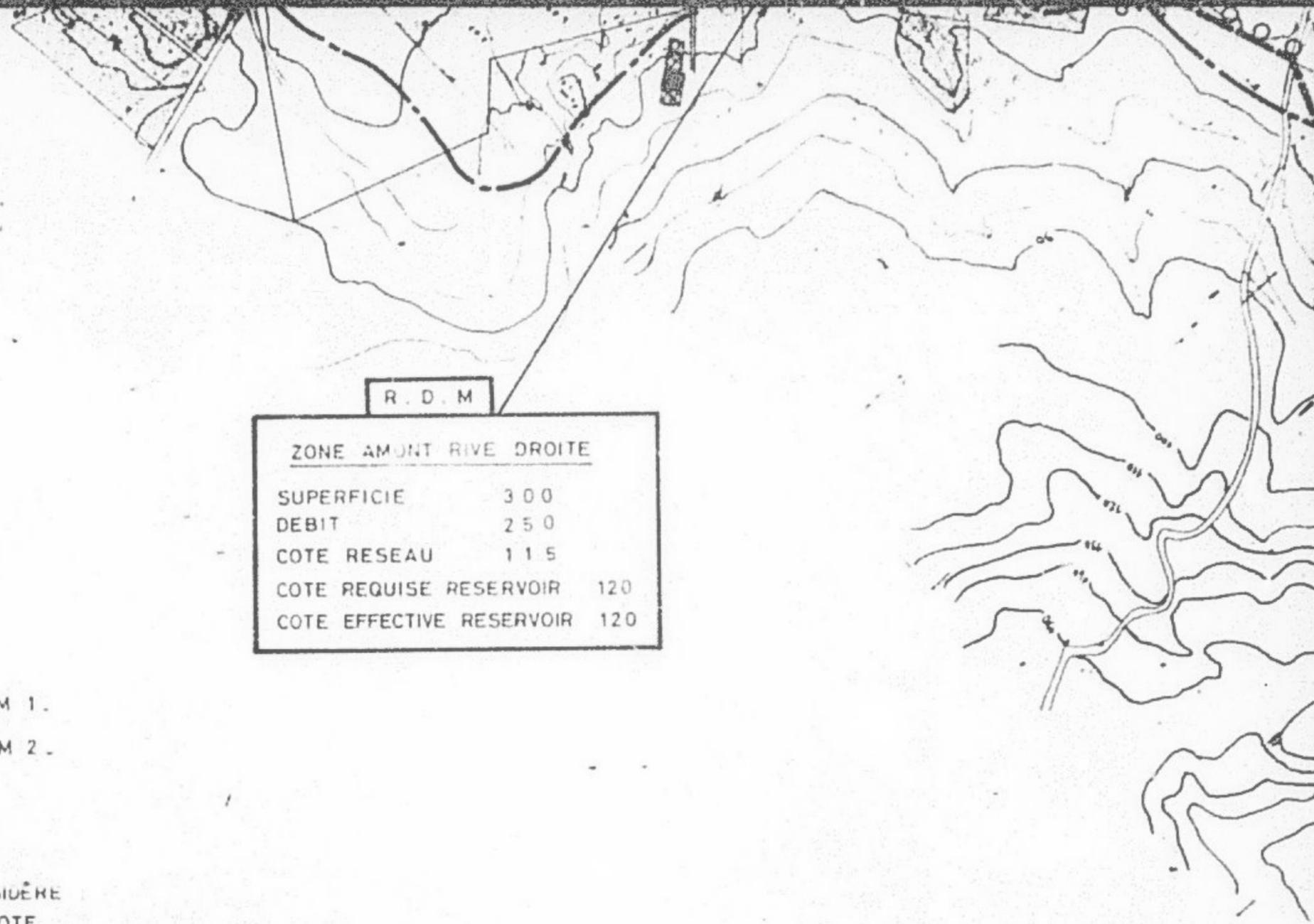
LEGENDE

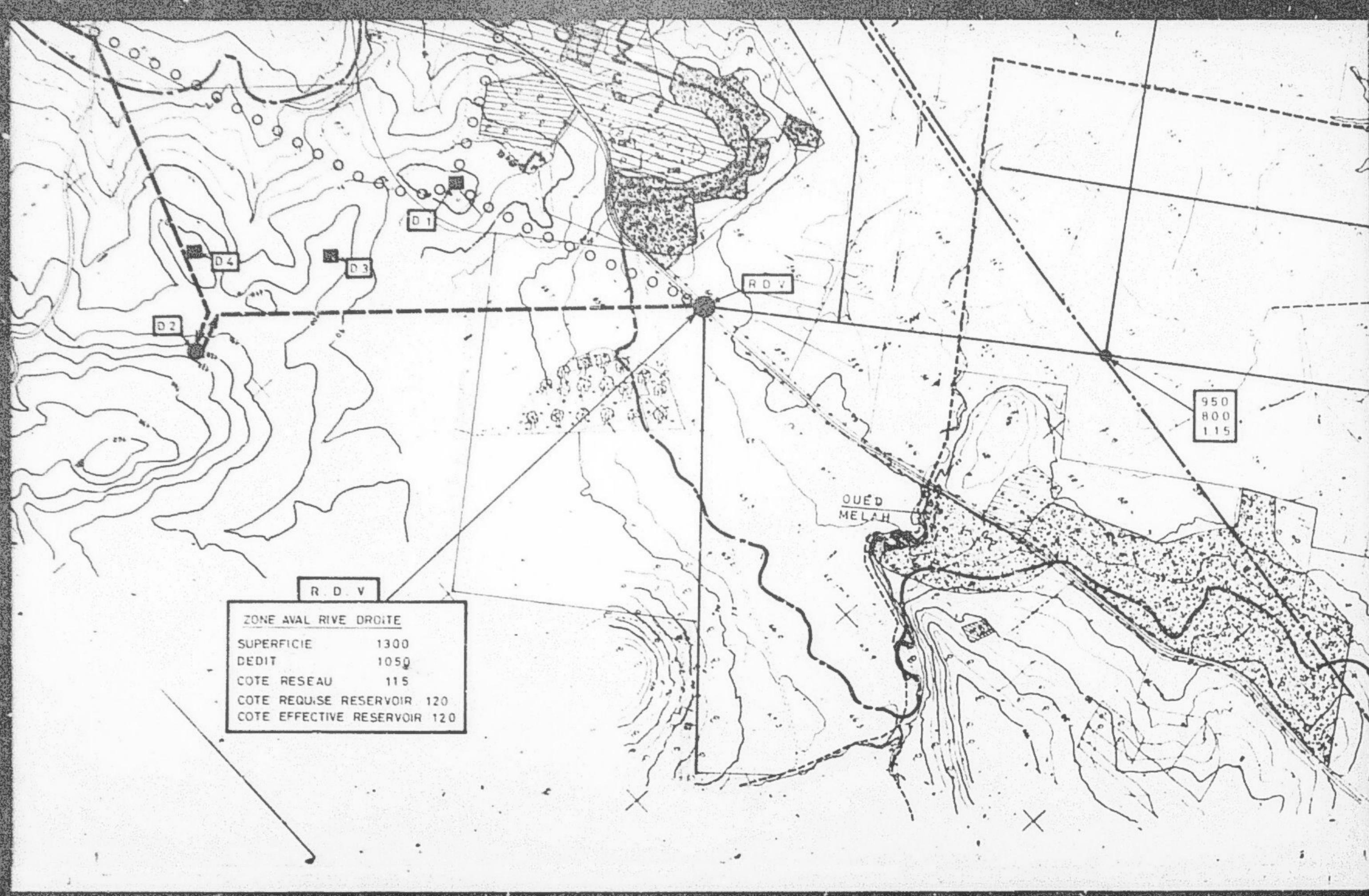
- ○ ○ ○ ○ TRACE CONDUITES REFOULEMENT SOLUTION . M 1 .
- — — — — TRACE CONDUITES REFOULEMENT SOLUTION . M 2 .
- — — — — TRACE COLLECTEURS ASSAINISSEMENT
- — — — — TRACE CONDUITES MAITRESSES RESEAU
- |     |
|-----|
| 950 |
| 800 |
| 115 |

 CARACTERISTIQUES RESEAU AU NOEUD CONSIDERE  
DE HAUT EN BAS : SURFACE - DEBIT - COTE -
- — — — — TRACE CONDUITE S.O.N.E.D.E (KASSEB)
- — — — — ANCIENNE LIMITE DU PERIMETRE

R. D. M

ZONE AMONT RIVE DROITE	
SUPERFICIE	300
DEBIT	250
COTE RESEAU	115
COTE REQUISE RESERVOIR	120
COTE EFFECTIVE RESERVOIR	120





R. D. V.

ZONE AVAL RIVE DROITE	
SUPERFICIE	1300
DEDIT	1050
COTE RESEAU	115
COTE REQUISE RESERVOIR	120
COTE EFFECTIVE RESERVOIR	120

950  
800  
115

OUED  
MELAH



REPUBLIQUE TUNISIENNE  
 OMVVM & PPI  
 DIRECTION DES ETUDES

PERIMETRES DE TESTOUR ET MEDJEZ EL BAB

OUVRAGES DE STRUCTURE ET RESEAUX

**SCHEMAS**

PLAN D'ENSEMBLE DU PERIMETRE DE MEDJEZ EL BAB

EN 1 FEUILLE		PARTIE			ECHELLE	
DESSEINE	VERIFIE	MODIFICATIONS		DATES	VERIFIE	COTE
						03/04
DATES						
DIVISION DES ETUDES						



REPUBLIQUE TUNISIENNE  
 OMVVM & PPI  
 DIRECTION DES ETUDES

PERIMETRES DE TESTOUR ET MEDJEZ EL BAB

OUVRAGES DE STRUCTURE ET RESEAUX

**SCHEMAS**

PLAN D'ENSEMBLE DU PERIMETRE DE MEDJEZ EL BAB

EN 1 FEUILLE		PARTIE			ECHELLE	
DESSINE	VERIFIE	MODIFICATIONS	DATES	VERIFIE	COTE	
DATES						

03 / 04

DIVISION DES ETUDES

**FIN**

**77** .....

**VUES**