

## **Chapitre 5 Les conceptions des ouvrages et les mesures à prendre pour les ouvrages non structurels**

### **5.1 Amélioration de lits et ouvrages structurels de cours d'eau**

#### **5.1.1. Généralités des travaux d'amélioration de lits et des ouvrages structurels de cours d'eau**

Les travaux d'amélioration prévus dans le présent Projet concernent un tronçon d'environ 60,4km, allant du pont Kalâat Landalous situé au point 4,6km de l'embouchure de l'oued Méjerda jusqu'au barrage de Laroussia. Le Projet prévoit également un ensemble des travaux portant sur l'aménagement du bassin de retardement d'El Mabtough, l'amélioration de l'oued Chafrou susceptible d'être affecté par des eaux dormantes provenant de l'oued Méjerda, ainsi que la reconstruction des tuyaux d'écluse existants due à l'amélioration de l'oued Méjerda. Les travaux d'amélioration de lits et d'aménagement des ouvrages structurels de cours d'eau sont planifiés comme suit :

Généralités des travaux d'amélioration de lits et des ouvrages structurels de cours d'eau

Rubrique	Contenu
Amélioration du lit de cours d'eau de l'oued Méjerda	Tronçon entre le barrage de Laroussia et le barrage de déviation du bassin de retardement (Q=800m <sup>3</sup> /s) : 32,6km Tronçon entre le barrage de déviation pour le bassin de retardement et le pont Kalâat Landalous (Q=600m <sup>3</sup> /s) : 27,8km
Amélioration des tuyaux d'écluse de l'oued Méjerda	9 sites riverains de l'oued Méjerda
Amélioration du lit de cours d'eau de l'oued Chafrou	Tronçon en aval susceptible d'être affecté par les eaux dormantes provenant du confluent avec l'oued Méjerda environ 2 km
Aménagement du bassin de retardement d'El Mabtough	1 barrage de déviation pour le bassin de retardement, canal de décharge de 23,0km, 1 barrage déversoir, 1 vanne de contrôle de débit, 1 vanne du canal latéral, canal de drainage de 7,5km, 1 vanne de drainage

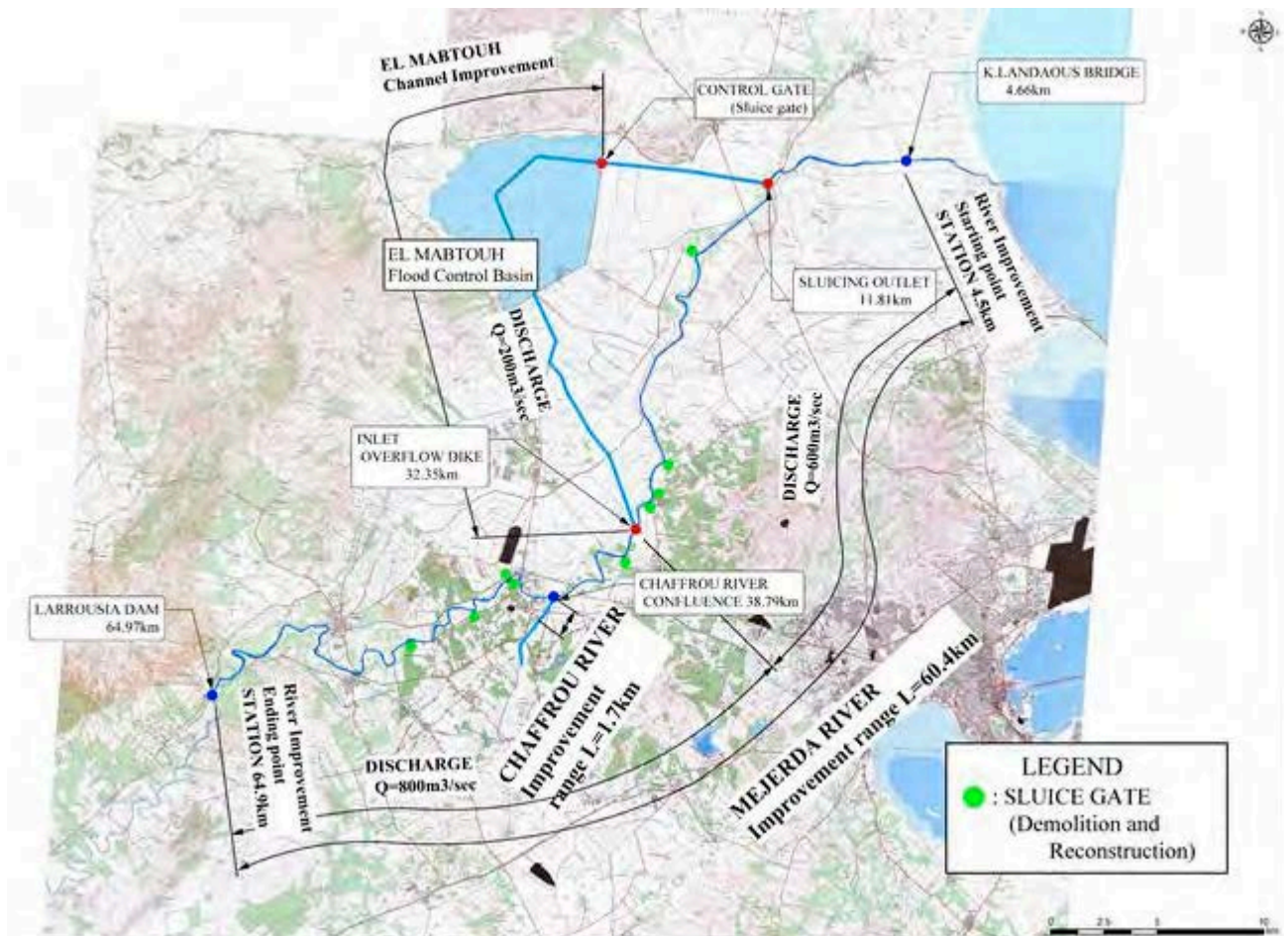


Figure 5.1-1 Plan d'ensemble de la zone d'amélioration

En Tunisie, l'Institut National de la Normalisation et de la Propriété Industrielle exige que toute conception se réfère aux normes, standards ou critères de l'ISO, français ou couramment appliqués dans le pays en ce qui concerne l'amélioration de lits et la conception des ouvrages structurels de cours d'eau. Cependant, aucune directive technique n'a été homologuée pour l'amélioration de lits de cours d'eau. Il est rapporté que quand on envisage un projet, on envisage habituellement un ensemble des normes, standards et critères spécifiques à la conception du projet concerné. De ce fait, après avoir concerté avec le Ministère de l'Agriculture, l'organisme tunisien responsable de l'exécution du Projet, il a été décidé d'appliquer les normes, standards et critères japonais en la matière. Au Japon, il existe un nombre de rivières dont les conditions fluviales sont similaires à celles de l'oued Méjerda. C'est la raison pour laquelle il est jugé pertinent d'appliquer pour le Projet les normes, standards et critères relevant des « Normes techniques régissant les cours d'eau et pour la protection contre l'érosion » et du « Code des ouvrages de gestion hydraulique » (ci-après désigné le « Code de la structure ») du ministère japonais du territoire, de l'infrastructure, du transport et du tourisme.

### 5.1.2. Spécifications des formes de coupe transversale de lits de cours d'eau

Les spécifications projetées pour les formes de coupe transversale des lits des cours d'eau des oueds

Méjerda et Chafrou sont décrites ci-dessous. Quant à l'oued Chafrou, comme il se trouve dans le tronçon susceptible d'être affecté par les eaux dormantes du courant principal, ses caractéristiques techniques sont considérées les mêmes que ce dernier.

- 1) Largeur de crête : 4,0m
- 2) Hauteur de franc-bord : 1,0m
- 3) Pente de la berge : 20% (1 (vertical) : 2,0 (horizontal))
- 4) Berme : une berme de 3m de large obligatoire en cas de berge dépassant 5 m de haut

Les sections types de l'oued Méjerda conçues conformément aux spécifications susmentionnées sont montrées à la Figure 5.1-2 et au Tableau 5.1-1 montrent et celles de l'oued Chafrou à la Figure 5.1-4.

### (1) Largeur de crête

Le Projet prévoit l'amélioration par excavation de lit de cours d'eau, sauf quelques tronçons prévus pour être refaits avec digues. Le Code de la structure stipule les largeurs de crête en fonction de débits de crue comme le montre le tableau suivant. Si le Projet projette un débit à plus hautes eaux de 600~800m<sup>3</sup>/s, la largeur de crête sera de 4m. Sur la crête sera installé un accès de contrôle de 3m de large. Quant aux tronçons refaits par excavation de lit et non avec digues, on prévoit sur chacune des berges des deux rives un terrain de service de 4m de large sur lequel sera prévu un accès de contrôle. Bien que le débit à plus hautes eaux projeté pour l'oued Chafrou soit de 50m<sup>3</sup>/s, quand il s'agit des tronçons affectés par les eaux dormantes, leurs sections seront les mêmes que celles du courant principal.

**Tableau 5.1-1 Franc-bord et largeur de crête**

Débit de projet Q (m <sup>3</sup> /s)	Franc-bord (m)	Largeur de crête de la digue (m)
Q < 200	0,6	3
200 ≤ Q < 500	0,8	
500 ≤ Q < 2 000	1,0	4
2 000 ≤ Q < 5 000	1,2	5
5 000 ≤ Q < 10 000	1,5	6
10 000 ≤ Q	2,0	7

Source : Code de la structure stipulant les ouvrages de gestion hydraulique

### (2) Hauteur de franc-bord

Le Code de la structure stipule les hauteurs de franc-bord en fonction de débits à plus hautes eaux comme le montre le tableau susmentionné. Le débit à plus hautes eaux déterminé à la suite d'une analyse hydrologique est de 600 à 800m<sup>3</sup>/s au niveau du tronçon D2. Par conséquent, la hauteur de franc-bord est de 1,0m. Quant à l'oued Chafrou, elle sera de 1,0m pour la même raison que la description plus haute.

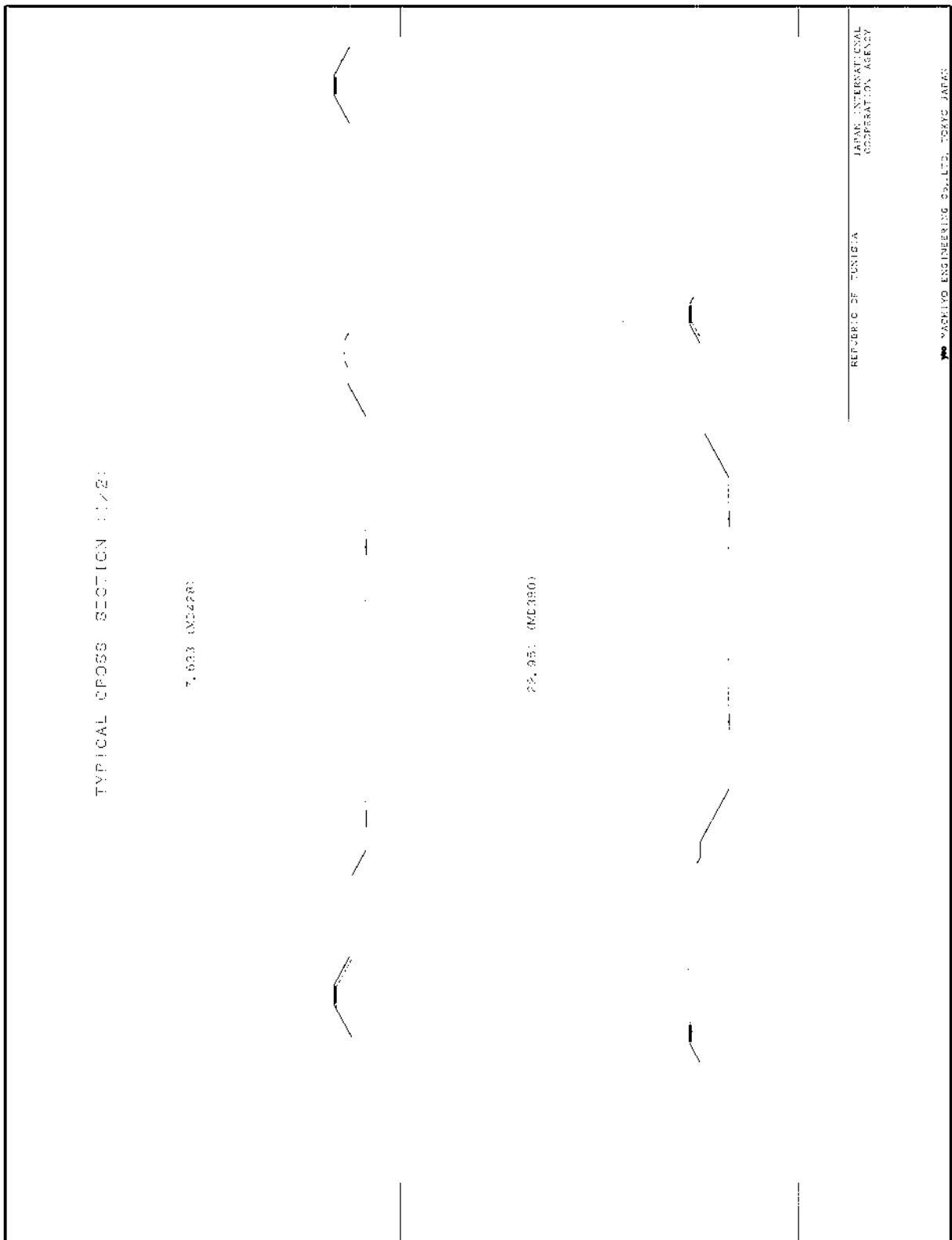


Figure 5.1-2 Sections types [1/2] (0 à 32,35km Q=600m<sup>3</sup>/s)

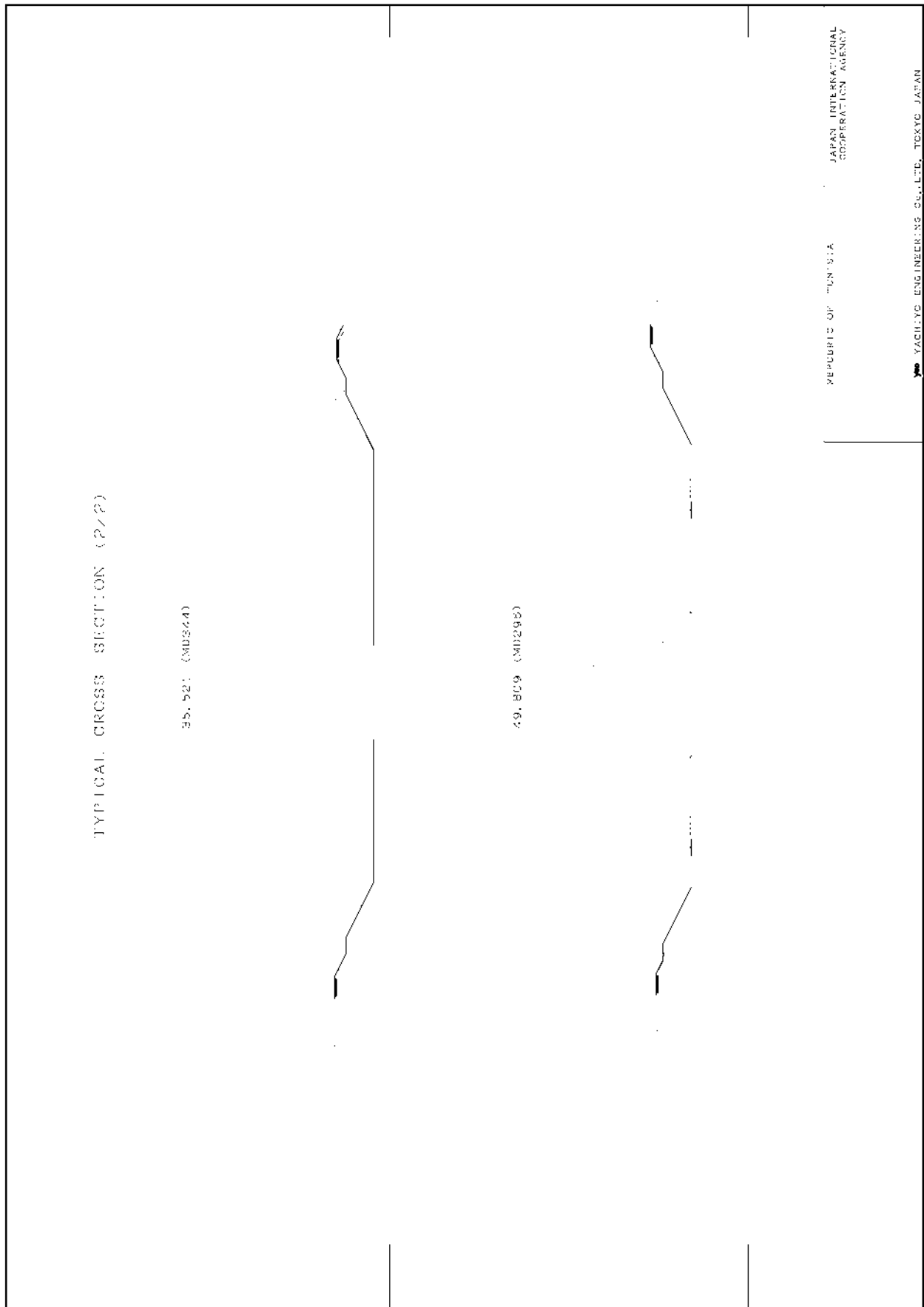


Figure 5.1-3 Sections types [2/2] (32,35 à 64,97km Q=800 m<sup>3</sup>/s)

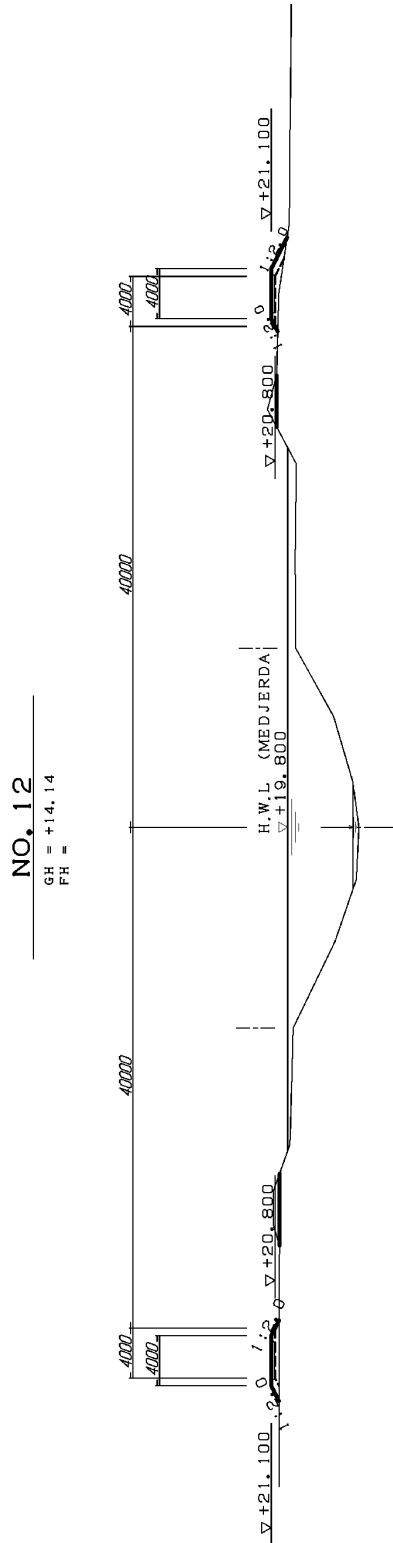


Figure 5.1-4 Section types (Oued Chafrou)

### (3) Pente de berge stable

La stabilité de la pente de berge est considérée par rapport aux travaux d'excavation de lits et d'endiguement-remblaiement conformément aux propriétés géologiques telles que décrites à l'alinéa « 2.1.2. La géologie »

#### 1) La distribution des couches molles

La distribution des couches molles est résumée au Tableau 5.1-2. Bien que toute couche argileuse dont la valeur N varie entre 0 et 4 soit considérée comme couche molle, s'il s'agit d'un sol situé sur la continuité d'une couche molle, même s'il n'a pas subi un essai de pénétration standard, si ce sol appartient aux sols peu résistants (Documentation, alinéa 2.24. (3) 1) iii, alinéa (3) (a) iii) du Chapitre 2), représentant une pression de fluage inférieure à 5bar, une pression limite inférieure à 10bar, un coefficient de déformation inférieur à 100bar, au moment d'un essai de charge en forage), il est censé être une couche molle. Il convient de se référer à la Documentation, alinéa 2.4 (Conditions des sols dans la zone D2) pour ce qui concerne les localités des points de forage, les colonnes géologiques et les valeurs N.

**Tableau 5.1-2 Distribution des couches molles**

Site	Point de forage		Profondeur(m)		Épaisseur de couche (m)	Remarque
	SPT	PMT (présumé)	Face supérieure	Face inférieure		
Pont autoroutier	BHI22, 23, 24	—	8-12	24-27	13-19	
Pont routier GP8	BHI14, 15, 16	—	7-9	22-24	13-15	
Pont Tobias	BHI26	—	6	14	8	
Aval du pont Tobias	—	BHI17, 18	1	4-6	3-5	Situé juste au-dessous du sol de surface ;
Pont K. Landalous	BHI21	BHI19, 20	1-7	25-34	24-30	On présume juste au-dessous de la couche superficielle aux points BHI19, 20 ;
Bassin de retardement d'El Mabtouh	BHII06	—	10	20	5 et 3 (2couches)	2 couches serrant une couche sableuse de 2m d'épais entre elles ;

Nota) SPT : Essai de pénétration standard ; PMT : Essai de charge en forage ;  
 (Source : Données compilées du rapport du sondage géologique de l'étude préparatoire)

Dans la plupart des cas, une couche molle se situe au-dessous d'une couche de recouvrement ayant une épaisseur d'entre 5 et 12m. On trouve une couche molle juste au-dessous d'une couche arable (1 à 2m d'épais) à BHI17 en aval du barrage de Tobias, entre BHI18 et BHI19 du pont Kalâat Landalous et BHI20, qui vient apparaître dès que le sol arable est enlevé.

#### 2) Élargissement du cours d'eau et de la pente de la berge dans l'excavation

Pour l'élargissement des cours d'eau, on prévoit une pente de la berge de 1 : 2 (hauteur 1 : distance horizontale 2) dans l'excavation. Si la hauteur de la berge dépasse 5m, on y prévoit une berme de 3m de large. Selon ce rapport de mise en forme, le facteur de sécurité minimum en prévision du glissement circulaire sur la pente de la berge de 8m de haut varie comme le montrent les figures et les tableaux suivants.

En cas d'excavation d'une couche molle, le facteur de sécurité minimum varie entre 0,480 et 0,808. L'effondrement est donc inévitable. Dans le présent Projet, le sol meuble se distribue entre les environs du pont autoroutier et les zones situées en son aval. On observe jusqu'au barrage de Tobias une couche molle d'entre 6 et 12m de profond du sol de surface. On peut donc estimer qu'un facteur de sécurité supérieur à 1 peut s'obtenir avec 20% de pente de la berge. Par contre, entre le barrage de Tobias et le pont Kalâat Landalous, il existe une couche molle au-dessous du sol de surface. Il convient donc d'effectuer une autre investigation au moment de l'étude détaillée pour adoucir la pente de la berge selon la nécessité. Outres, la variation des pentes par rapport à la berge de 5m de haut est considérée au Tableau 5.1-4. En cas de berge de 5m de haut, même si le sol est arable, si la pente de la berge est supérieure à 20%, le facteur de sécurité minimum est supérieur à 1,0.

**Tableau 5.1-3 Facteur de sécurité de la pente de la berge dans l'excavation de projet**  
**(Considération faite uniquement dans les conditions normales)**

Couche de sol	Viscosité C (kN/m <sup>2</sup> )	Angle de frottement interne $\varphi$ (°)	Facteur de sécurité minimum	Remarque
Couche molle (uni couche)	10	3	0,480	
Couche molle (sol meuble renfermant des couches sableuses resserrées)	(0 couche sableuse)	(30 couches sableuses)	0,808	Argile sableuse en partie inférieure
Argile limoneuse (uni couche)	47	10	1,934	Résistance minimum excepté la couche molle
Argile limoneuse (renfermant des couches sableuses resserrées)	(0 couche sableuse)	(30 couches sableuses)	1,821	Idem
Argile limoneuse (unie couche)	31	13	1,588	Résistance minimum excepté la couche molle
Argile sableuse (renfermant des couches sableuses resserrées)	(0 couche sableuse)	(30 couches sableuses)	1,544	Idem

(Source : Données compilées de la présente étude)

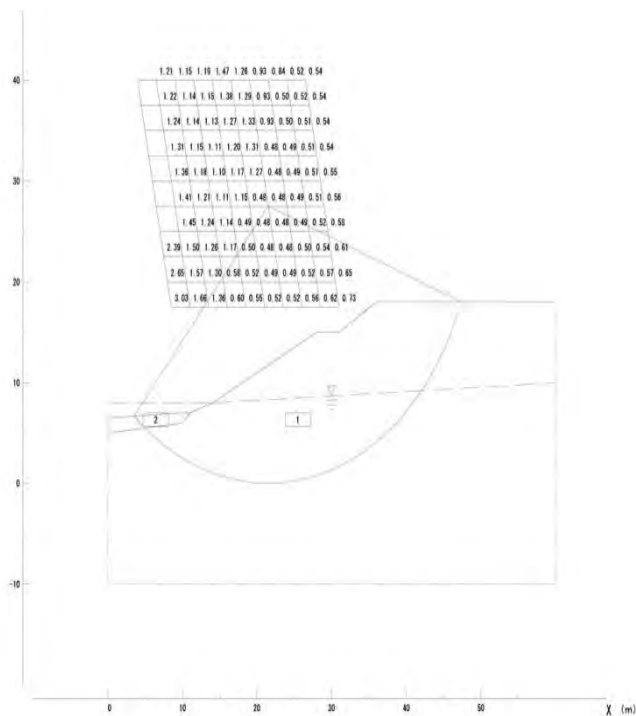
**Tableau 5.1-4 Facteurs de sécurité de la berge de 5m de haut en fonction de la variation des pentes**  
**(Considération faite uniquement dans les conditions normales)**

Pente	Facteur de sécurité				Remarque
	Couche molle	Argile limoneuse	Argile sableuse	Sable	
1 : 0.25	0,578	2,625	1,945	0,460	
1 : 0.50	0,662	—	—	0,608	2 rubriques non calculées parce que leur facteur de sécurité est élevé.
1 : 0.75	0,737	—	—	0,727	
1 : 1.0	0,809	—	—	0,776	
1 : 1.5	0,945	—	—	0,944	
1 : 2.0	1,066	—	—	1,166	
1 : 2.5	1,203	—	—	1,386	

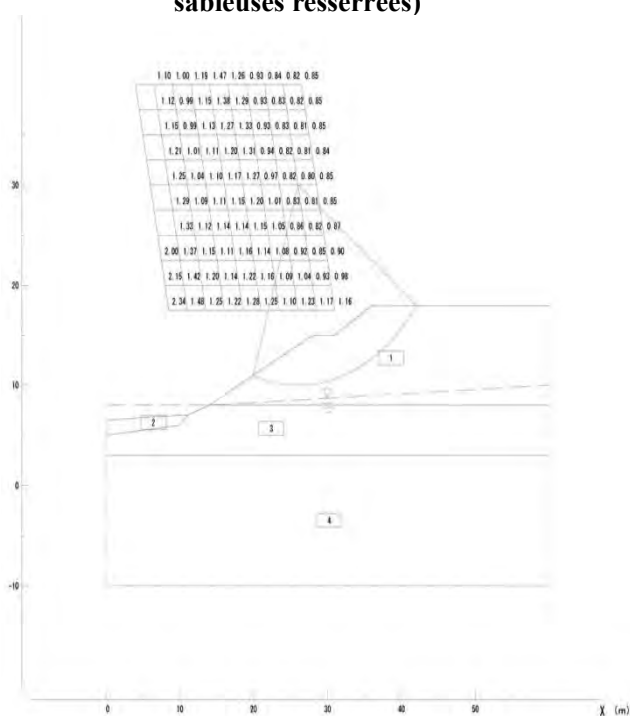
(Source : Données compilées de la présente étude)



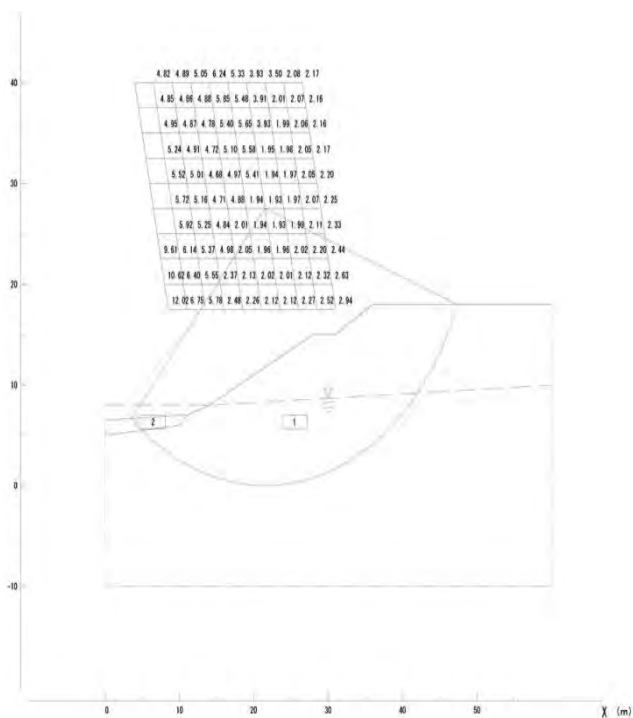
(A) Couche molle (uni couche)



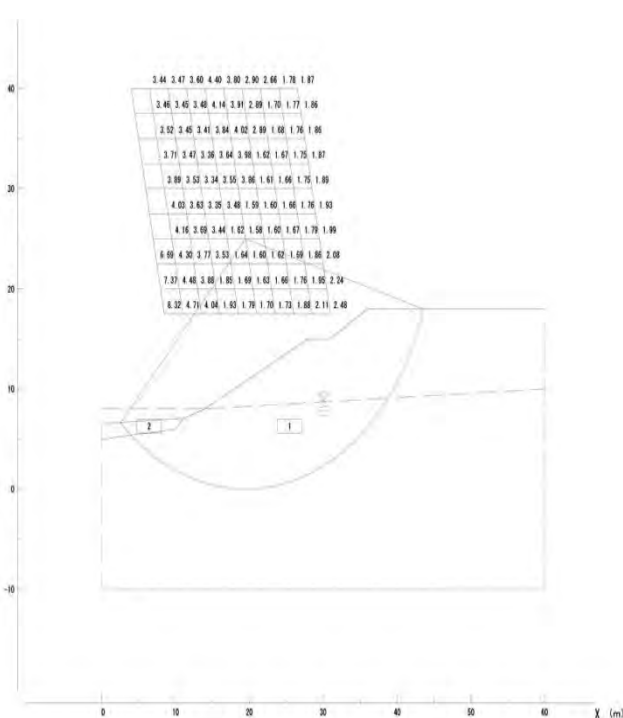
(B) Couche molle (renfermant des couches sableuses resserrées)



(C) Argile limoneuse (uni couche)



(D) Argile sableuse (uni couche)



(Source : Données compilées de la présente étude)

Figure 5.1-5 Calcul du facteur de sécurité minimum dans l'excavation  
(Hauteur de la berge 8m, pente 1 :2, berme 3m de large)

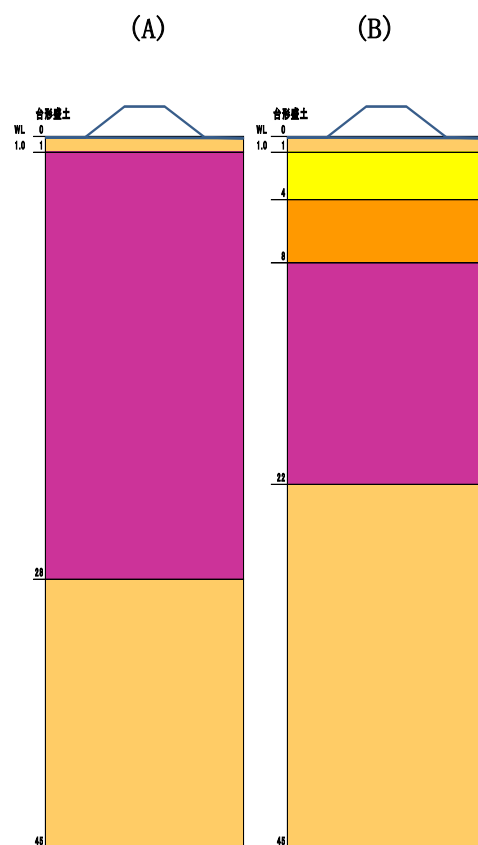
### 3) Stabilité par rapport à l'affaissement dû à la consolidation du sol dans l'endiguement-remblaiement

Il s'agit ici de considérer grossièrement la quantité et le temps d'affaissement dans l'endiguement-remblaiement effectué aux zones ayant des couches molles d'une épaisseur importante.

Il s'agit ici de calculer, juste au-dessous du centre du trapèze (en application du coefficient d'effet d'Osterberg), la quantité et le temps d'affaissement sur la base d'un remblaiement en forme trapézoïdale de 5m de haut, dont la face supérieure de 10m et la face inférieure de 30m, soumis à une charge de trafic de 1tf/m<sup>2</sup> (9.8kN/m<sup>2</sup>), suivant les conditions de consolidation régulière et de drainage par deux faces (voir la Figure 5.1-6). Le résultat du calcul est indiqué comme suit.

- i) Site du pont Kalâat Landalous : Quantité d'affaissement 88,4cm, Temps d'affaissement 309 mois (Consolidation 90%);
- ii) Site du pont routière GP8 : Quantité d'affaissement 45,3cm, Temps d'affaissement 246 mois (Consolidation 90%);  
(Toutefois, en cas de ii), le temps d'affaissement est estimé moins important si l'on tient compte de la modeste quantité d'affaissement de la couche molle et de celle la plus basse.)

Plus importante la hauteur de la berge est, plus importante la quantité d'affaissement devient. Plus épaisse la couche molle est, plus important le temps d'affaissement devient. Par conséquent, en cas de remblaiement dont la hauteur de la berge est élevée, il convient de considérer certaines mesures à prendre comme par exemple la mise en place des routes provisoires, le dessablement ou autres dispositions selon la nécessité, pour le respect du délai d'exécution des travaux limité, la protection de l'environnement contre l'effet des travaux exécutés, etc.



(A) Site du pont K.Landalous  
(B) Site du pont routier GP8  
(Source : Données schématisées du rapport de sondage géologique de l'étude préparatoire)

**Figure 5.1-1**  
**Considération schématique de l'affaissement dans l'endiguement-remblaiement**

**Tableau 5.1-5 Considération générale de l'affaissement du sol dans l'endiguement-remblaiement (Site du pont Kalâat Landalous)**

Couche de sol	Poids humide	Poids dans l'eau	Écart initial	Indice de densité	Indice de consolidation	Épaisseur de couche	Charge initiale	Pression contactrice de sol	Coefficient d'effet	Pression d'accroissement	Affaissement	Temps d'affaissement	
	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$e_0$	Cc	Cv (cm <sup>2</sup> /s)	H (cm)	P <sub>0</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	q (tf/m <sup>2</sup> )	I	$\Delta P = \sigma z$ (tf/m <sup>2</sup> )	S (cm)	densité de consolidation 80% (mois)	Densité de consolidation 90% (mois)
Argile sableuse	1.93	0.93	0.75	0.21	8.74E-04	100	0.965	9	0.99	8.91	12.1	1	1
Couche arable	1.78	0.78	0.91	0.31	1.92E-03	3000	13.54	9	0.64	5.76	67.5	208	309
Argile sableuse	1.93	0.93	0.73	0.19	1.75E-03	2900	41.08	9	0.38	3.42	6.5	90	134
Total											86.1	208	309

(Source : Données compilées du rapport du sondage géologique de l'étude provisoire)

**Tableau 5.1-6 Considération générale de l'affaissement du sol dans l'endiguement-remblaiement (Site du pont routier GP8)**

Couche de sol	Poids humide	Poids dans l'eau	Écart initial	Indice de densité	Indice de consolidation	Épaisseur de couche	Charge initiale	Pression contactrice de sol	Coefficient d'effet	Pression d'accroissement	Affaissement	Temps d'affaissement	
	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )	$e_0$	Cc	Cv (cm <sup>2</sup> /s)	H (cm)	P <sub>0</sub> (tf/m <sup>2</sup> )	q (tf/m <sup>2</sup> )	I	$\Delta P = \sigma z$ (tf/m <sup>2</sup> )	S (cm)	densité de consolidation 80% (mois)	Densité de consolidation 90% (mois)
Couche arable	1.92	0.92	0.75	0.21	8.74E-04	100	0.96	9	0.99	8.91	12.1	1	1
Sable	1.8	0.8	0.6	—	—	400	5.52	9	0.46	4.14	—	—	—
Argile limoneuse	1.93	0.93	0.73	0.21	1.87E-03	500	10.445	9	0.42	8.91	12.1	5	7
Couche meuble	1.78	0.78	0.91	0.3	1.92E-03	1500	18.62	9	0.29	2.61	12.5	56	83
Argile sableuse	1.93	0.93	0.73	0.19	1.75E-03	2500	36.095	9	0.16	1.44	4.3	165	246
Total											41.0	165	246

(Source : Données compilées du rapport du sondage géologique de l'étude provisoire)

### 5.1.3. Revêtement et consolidation des sols

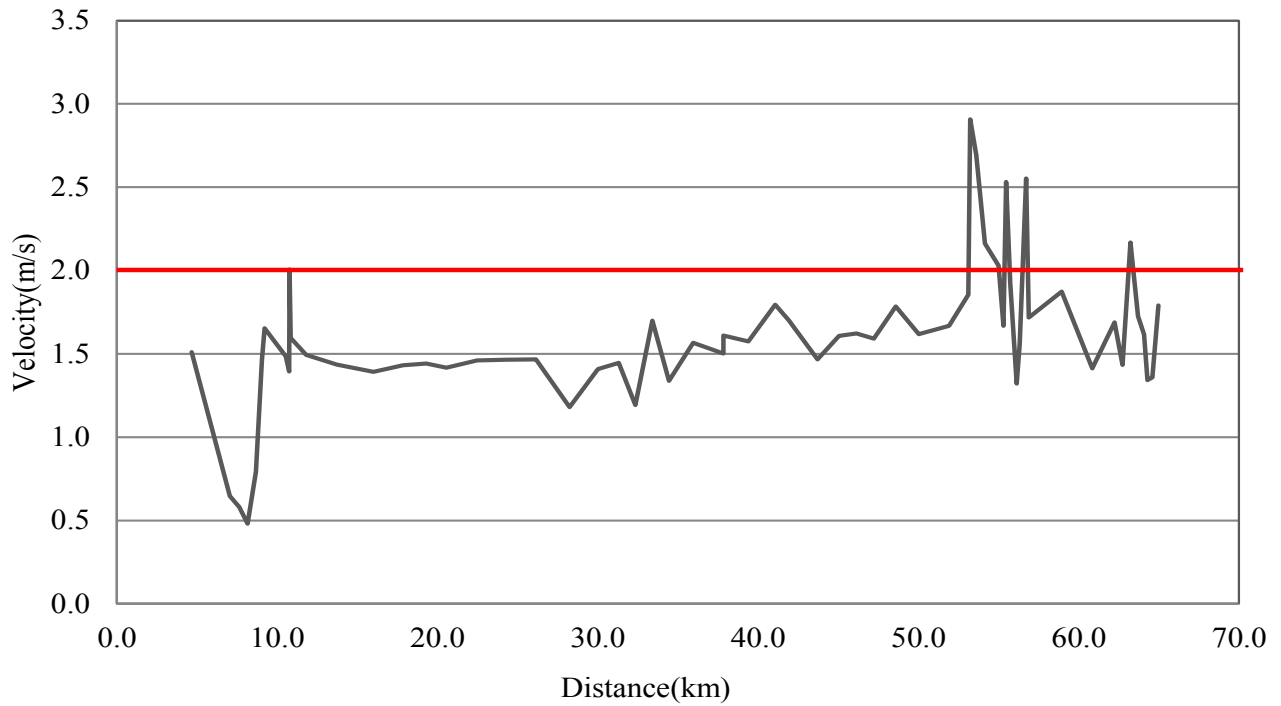
#### (1) Revêtement

Il n'existe sur l'oued Méjerda presque aucun revêtement en prévision des crues ni revêtement des rives pour les niveaux d'étiage. De ce fait, on observe parfois des rives érodées aux points bouclés de cours d'eau. La Figure 5.1-7 montre les débits disponibles après l'amélioration des lits de cours d'eau dans le Projet. Le Tableau 5.1-7 démontre un procédé de construction en cas de pente de la berge inférieure à 1:1,5. Le débit disponible varie en règle générale entre moins de 1 et 2m/sec. Ceci favorise la récupération de la végétation dès l'achèvement des travaux, ce qui favorisera également le déploiement permanent de la résistance naturelle contre l'érosion. Vu que le lit de cours d'eau aménagé dans le Projet est un lit mis en forme par excavation, dont la cote de plus hautes eaux de projet correspond à la cote du terrain protégé contre les crues, et que les nouvelles sections contribuent à s'assurer d'une largeur de la berge variant entre 20 et 30m, il convient de ne prévoir aucun revêtement en principe, sauf les tronçons sous-mentionnés devant être dotés de certains revêtements, qui passent par les :

- 1) Zones riveraines peuplées aux environs des points bouclés de cours d'eau susceptibles d'être érodées ;
- 2) Zones en aval et en amont des routes nationales, chemins de fer ou autres ouvrages d'infrastructure

transversaux (ponts ou autres) ;

- 3) Zones en aval et en amont des confluent des affluents, drainages de grande taille et autres ouvrages de déviation.



**Figure 5.1-7 Débit moyen dans les canaux fluviaux (Résultat du calcul à écoulement irrégulier)**

**Tableau 5.1-7 Tableau de sélection des travaux de revêtement**

Method of rehabilitation work		Design flow rate V < 2 (m/s)						Applicable conditions
		2	3	4	5	6	7	
Vegetation	Sodding	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Must not immerse at normal water level. Apply to parts where water does not flow until sod takes root.</li> <li>- Combination of piling rocks on the slope, wooden fence, or surefooting, for parts below the normal water level.</li> <li>- Applied if houses or important facilities are not built at the back side.</li> </ul>
	Sheet	Geotextile	■					<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied to rivers with less boulders or parts other than water colliding front.</li> <li>- Applied if houses or important facilities are not built at the back side.</li> </ul>
		Block mat	■					<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied to rivers with less boulders or parts other than water colliding front.</li> <li>- Applied if houses or important facilities are not built at the back side.</li> </ul>
Wood	Logs laid in grid	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied to excavated channels</li> <li>- Applied to rivers with less boulders</li> <li>- Applied to low-water bank of a wide flood channel</li> <li>- Applied if houses or important facilities are not built at the back side.</li> </ul>
	Fascine on grating crib	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied to excavated channels</li> <li>- Applied to rivers with less boulders</li> <li>- Applied to low-water bank of a wide flood channel</li> <li>- Applied if houses or important facilities are not built at the back side.</li> </ul>
	Picket fence	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied to excavated channels</li> <li>- Applied to rivers with less boulders</li> <li>- Applied to low-water bank of a wide flood channel</li> <li>- Applied if houses or important facilities are not built at the back side.</li> </ul>
Stone/rock	Fieldstone (dry masonry)	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied if material can be easily obtained around the site (common to stone/rock)</li> <li>- Applied to excavated channels</li> </ul>
	Fieldstone (wet masonry)	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Joint shall be embedded deeply to keep concrete filler lower than the surface.</li> </ul>
Basket	Gabion basket for sodding	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied to excavated channels</li> <li>- Applied to rivers with less boulders</li> <li>- Applied if houses or important facilities are not built at the back side.</li> </ul>
	Gabion mat	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Applied to excavated channels</li> <li>- Applied to rivers with less boulders</li> <li>- Not applicable for places with high acidity or salinity (unless wire is corrosion resistant)</li> </ul>
Concrete	Porous concrete	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- If poured at site, design flow shall be 5m/s or lower.</li> <li>- If design flow is 5m/s or higher, block must be of a higher strength</li> </ul>
	Articulated concrete mattress	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- When using steel wire for articulated mattress, do not use under high acid or saline condition (unless wire is corrosion resistant)</li> </ul>
	Environment protection block	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Various types are available. Must select the appropriate type that matches the environment</li> <li>- For parts where design flow is lower than 5m/s, other construction methods must also be reviewed</li> </ul>
	Block lining	■						<ul style="list-style-type: none"> <li>- Must not be used as a basic rule, however, it may be applied when other protective dike works are unavailable</li> </ul>

\* Legend: ■ Applicable range

■ Not applicable in general (applicable only when other protective dike works are unavailable)

\* Note:  
 - The applicable range shown above is a rough indication based on past records. Therefore, the work method may be applied depending on the condition of the damage caused by the disaster, as well as the countermeasures.  
 - Regardless of the statements above, any reasonable work method that are applicable to the design flow may be introduced.  
 - Above table shall be reviewed, added, or enhanced based on the "Basic Policy for Projects on Disaster Rehabilitation to Protect Beautiful Mountains and Rivers", established by the prefectural governments.

Source : Les orientations de base pour la restauration post-catastrophe et pour la protection des eaux, des forêts et de tout autre patrimoine naturel, Association nationale de prévention des désastres

Dans le présent Projet, sur le plan d'approvisionnement en matériaux dans les zones concernées, il sera proposé deux types de revêtement comme suit :

(i) Ossature en béton / maçonnerie appareillée au mortier

Grâce à sa structure solide, ce type de revêtement est utilisé aux endroits essentiels comme par exemple au tour d'un pont, en particulier. Concrètement parlant, il convient de le concevoir dans un rayon de 10m d'un pont essentiel, ou à l'extérieur du point bouclé d'un oued dont les zones riveraines sont peuplées comme le cas de la ville de Jedaida.

(ii) Gabions / enrochement

Ce type de revêtement est doté d'une certaine flexibilité qui permet de suivre le comportement du sol, et de protéger ainsi la partie limite entre deux bords, berge et ouvrage en béton en particulier, contre tout affouillement par érosion localisée. Il est donc appliqué aux alentours d'un ouvrage structurel ou aux extrémités d'un ouvrage en béton. Or, quand il s'agit de l'oued Méjerda, on observe parfois ce revêtement aux alentours des ponts. On peut estimer donc ce procédé de revêtement fort entretenable localement.

**(2) Consolidation des sols**

L'amélioration prévue dans le Projet propose de ne pas changer largement la pente du lit de cours d'eau actuelle. Pour ce faire, l'idée de consolidation des sols est essentiellement écartée de la planification. Toutefois, s'il s'agit des confluents des affluents ou des canaux de grosse taille, des points d'affluence des canaux de décharge du bassin de retardement d'El Mabtouh, des points de drainage, des culées ou des colonnes de ponts, des paniers métalliques de gabion seront mis en place en prévision de tout affouillement par érosion localisé dû à la perturbation de l'écoulement d'eau.

**5.1.4. Tuyau d'écluse**

L'élargissement du cours d'eau nécessite l'enlèvement et le renouvellement des tuyaux d'écluse existants. Quant aux tronçons où les travaux d'endiguement auront lieu, puisqu'il n'est plus possible de traverser la digue sur un canal ouvert, il faut y installer des tuyaux d'écluse nouvellement.

Comme l'indique le **Tableau 5.1-8**, une étude sur le terrain fait savoir que la reconstruction des tuyaux d'écluse doit se faire sur 9 sites selon les tailles indiquées au même tableau. Quant à la taille de la section, elle doit être telle qu'elle est actuellement, sauf le cas de la taille minimale fixe de  $\phi$  800, déterminée du point de vue de la facilité d'entretien.

La cote de pose des tuyaux d'écluse sera déterminée conformément à la cote de pose des canaux de raccordement. Toutefois, pour barrer tout écoulement inversé du courant principal en cas de crues, une vanne d'arrêt inversé sera installée du côté courant. Quant au type de vanne, un type à vanne battante dont l'ouverture se fait automatiquement selon la différence du niveau d'eau sera appliqué en cas de section

moins de 1m, une vanne glissante (vanne à rouleau) sera utilisée en cas de section plus de 1m. L'amélioration de ces tuyaux d'écluse et la mise en place des nouveaux tuyaux d'écluse permettront de couvrir toute la zone fluviale dédiée à la collecte des eaux par les tuyaux d'écluse existants. Les spécifications et les plans des tuyaux d'écluse sont montrés aux Figure 5.1-8 et Figure 5.1-9.

**Tableau 5.1-8 Sections des tuyaux d'écluse (nouvellement installés)**

No. dans l'étude	Nom	Distance accumulée (km)	No. à la conception	Nouvelle section	Superficie de la zone des eaux intérieures (km <sup>2</sup> )	Section existante
3-1	P110 Left-2	L 41.7	6	φ800		φ500
4	P84 Right	R 48.8	9	φ800	3,47	Estimée au tour de φ800
5	P105 Right	R 44.4	8	φ800	2,58	-
7	P116 Right	R 41.7	7	φ800	0,20	Estimée au tour de φ800
10	P146 Right	R 33.7	5	2Box-2,0m B×2,0mH	6,72	2Box-3,2mB×1,2mH
11	P160 Right	R 30.8	4	φ800	18,42	U-1,04m×0,8mH (Drainage)
11-a	P160 Right	R 30.2	3	φ800		U-1,0m×1,0mH (Drainage estimé)
12	P169 Right	R 28.4	2	2Box-2,0m B×2,0mH	7,01	2Box-2,2mB×1,2mH
14	PA4Mejam Left	L 16.7	1	φ800	0,70	Estimée au tour de φ800

※Sections d'amélioration décrites après avoir extrait du Tableau 2.2-3 les tuyaux d'écluse à renouveler ;

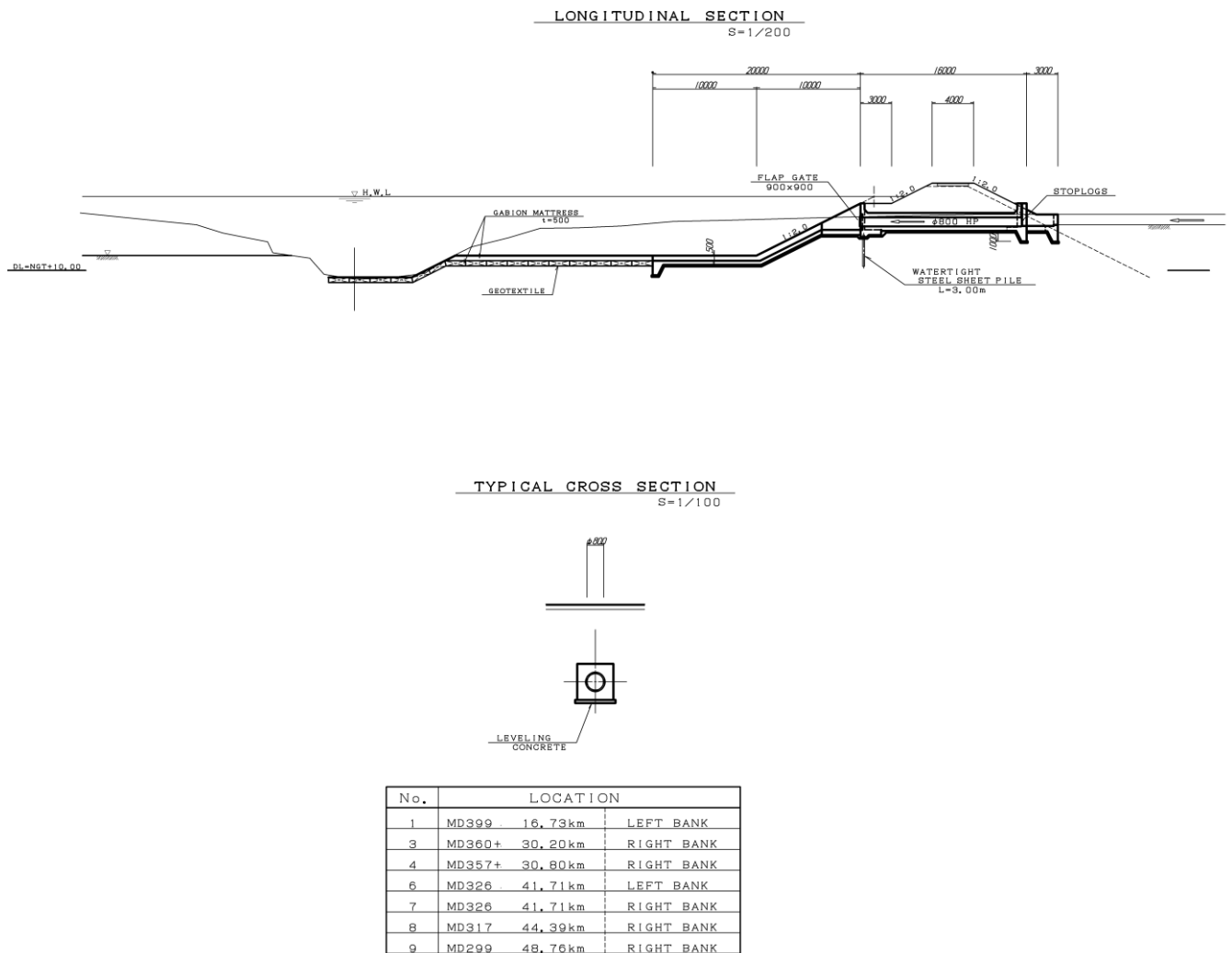
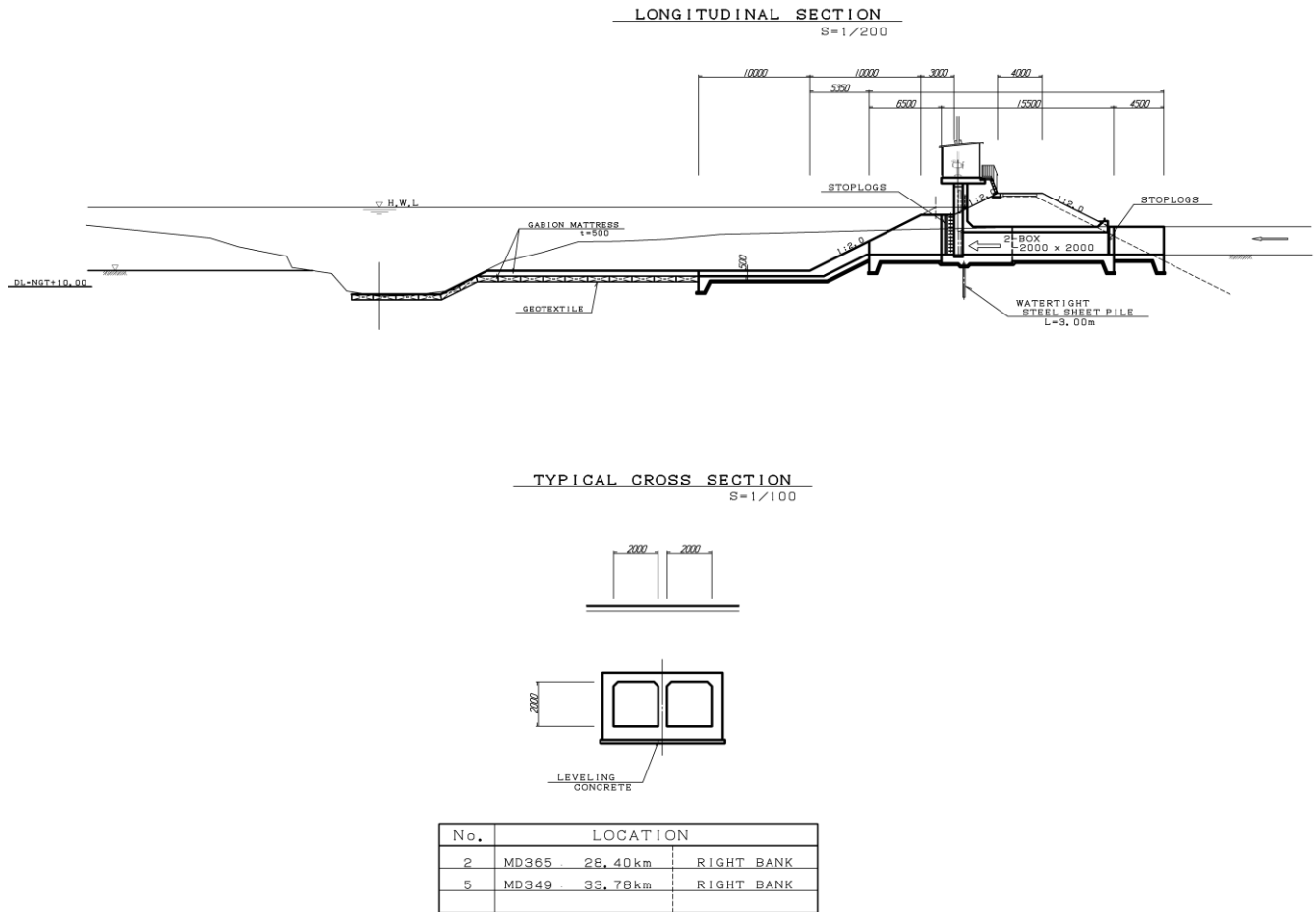


Figure 5.1-8 Plan de structure générale des tuyaux d'écluse à renouveler (Section  $\phi 800$ )





**Figure 5.1-9 Plans de la structure générale des tuyau d'écluse à renouveler**

## 5.2 Bassin de retardement

### 5.2.1. Généralités du plan de bassin de retardement

Le terrain marécageux d'El Mabtough sera utilisé. Dans ce bassin sera provisoirement retenue une quantité d'eau de  $200\text{m}^3/\text{sec}$  déviée des canaux fluviaux. En tenant compte de la procédure coutumière des zones de projet, le stockage d'eau commence par la zone 3 avant d'aborder la zone 2. Le résultat de l'analyse hydrologique rapporte que la réserve d'eau peut être assurée par les zones 3 et 2. Il n'est donc pas nécessaire d'impliquer la zone 1 dans le stockage d'eau. La Figure 5.2-1 montre le plan d'implantation générale du bassin de retardement, schématisé à la Figure 5.2-2.

« Spécifications de projet du bassin de retardement »

- 1) Localité de déviation : 32,35km du courant principal (Point de mesure MD353)  
.....Point ①
- 2) Confluent du courant principal : 11,81km du courant principal (Point de mesure MD411) .....Point ⑩
- 3) Système de déviation : barrage fixe de déviation et déversement latéral  
Débit de projet  $200\text{m}^3/\text{s}$   
Largeur de déferlement 160m (Profondeur de déferlement maximum 1m y compris près 5% de marge pour la largeur effective de déversement )
- 4) Canal de décharge : Longueur totale 23,0km  
Débit de projet  $200\text{m}^3/\text{s}$   
Tronçon entre ① et ② Largeur du canal 100m (nouvelle installation)  
Tronçon entre ② et ⑦ Largeur canal 100m (reconstruction du canal existant)
- 5) Canal de drainage : Longueur totale 7,5km  
Débit de projet  $35\text{m}^3/\text{s}$  (Proche de la réalité)  
Tronçon entre ⑦ et ⑩ Largeur du cours d'eau au tour de 35m (situation actuelle)
- 6) Ouvrages connexes du canal  
Point ⑦ Barrage de déversement latéral (près de l'installation existante en amont de vanne de contrôle de débit)  
Vanne de contrôle de débits (enlèvement de la vanne existante et nouvelle installation), vanne du canal latéral  
Point ⑩ Vanne de drainage (en prévision de l'écoulement inversé du courant principal, enlèvement de la vanne existante, nouvelle installation)
- 7) Capacité de retenue : l'eau affluant dans le canal de décharge à travers le barrage d'affluence et débordement est retenue dans la Zone 3 d'abord et après dans la Zone 2.  
Profondeur maximum au tour de 2m à 3m  
 $WL(\text{Max}) = \text{NGT} + 9,5\text{m}(\text{Zone 3}) + 9,0\text{m}(\text{Zone 2})$   
(Ordre de drainage Zone 2 → Zone 3)

Zone 3 : 23 700 000m<sup>2</sup>  
 Zone 2 : 21 000 000m<sup>2</sup>  
 (Zone 1 : 15 000 000m<sup>2</sup>)

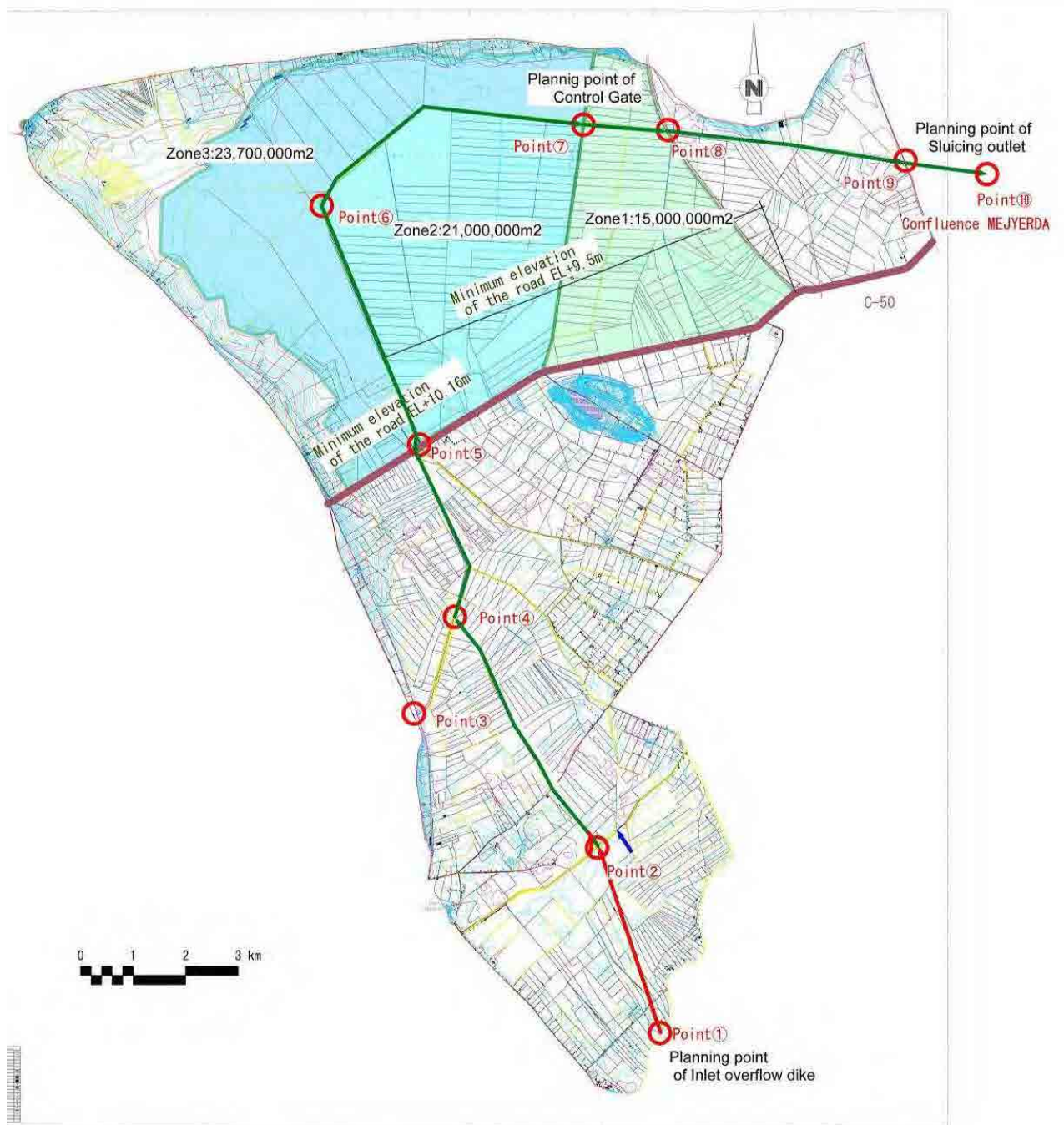


Figure 5.2-1 Plan du projet de bassin de retardement d'El Mabtuh

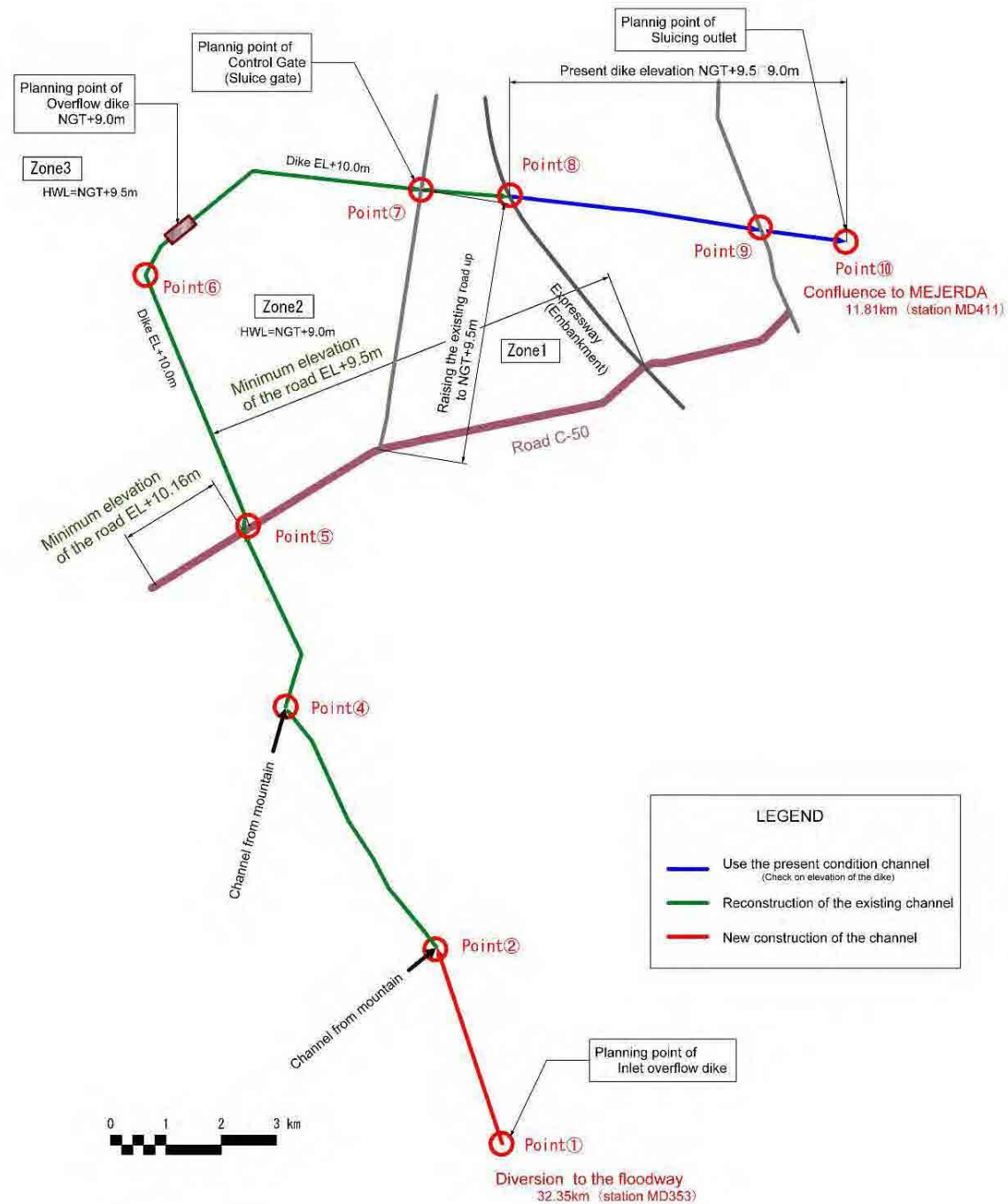


Figure 5.2-2 Schéma du projet de bassin de retardement d'El Mabtouh

### 5.2.2. Barrage fixe de déversement latéral

Comme le décrit le précédent alinéa, le barrage fixe de déversement latéral aura un débit de  $200\text{m}^3/\text{s}$ , une profondeur de déferlement de 1m et une largeur de crête de débordement de 160m. Le plan général, la vue de face et la coupe ayant été élaboré selon ces caractéristiques techniques sont montrés aux Figures 5.2-3, 5.2-4 et 5.2-5, respectivement.

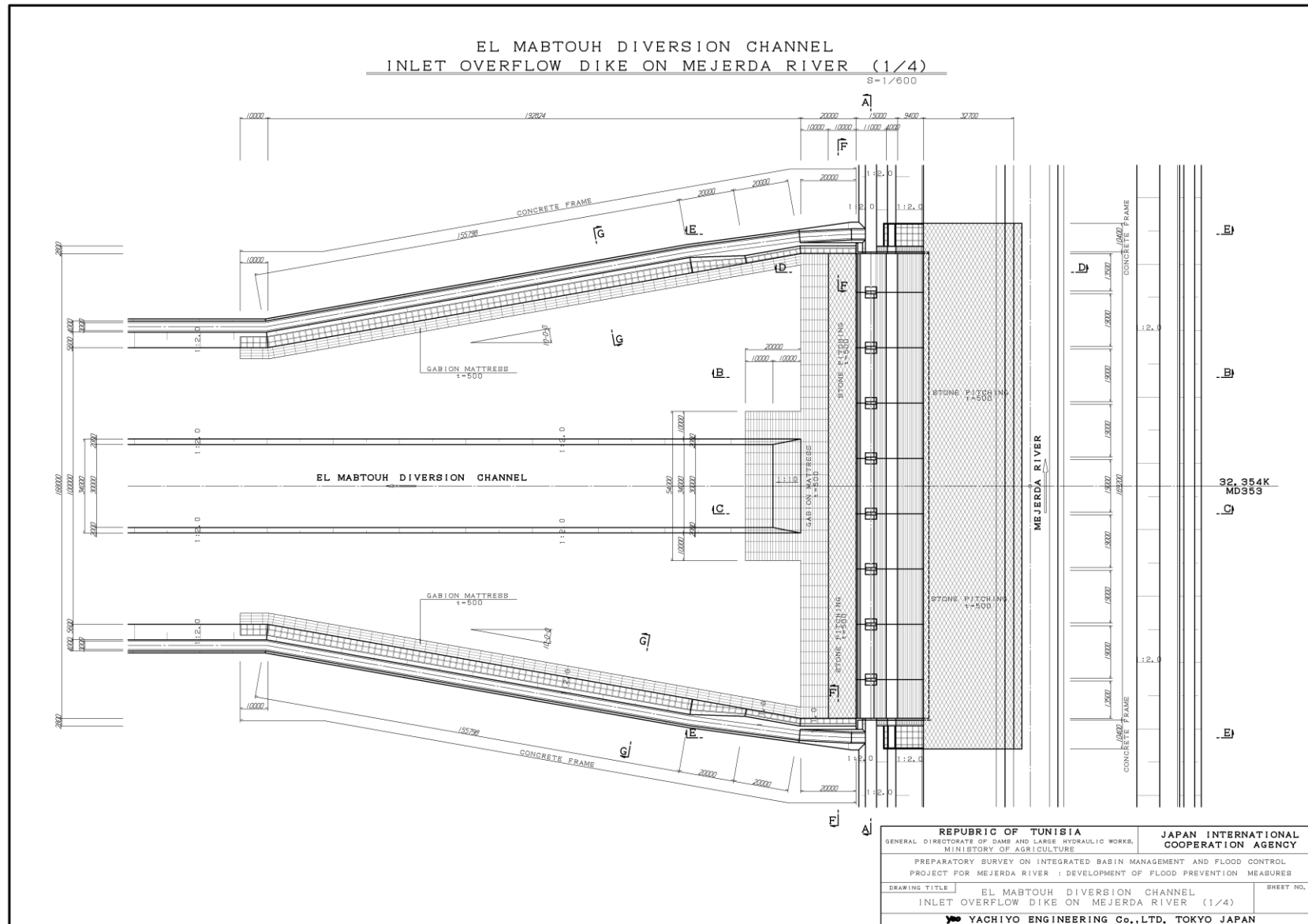


Figure 5.2-3 Vue plane générale du barrage de déviation pour le bassin de retardement

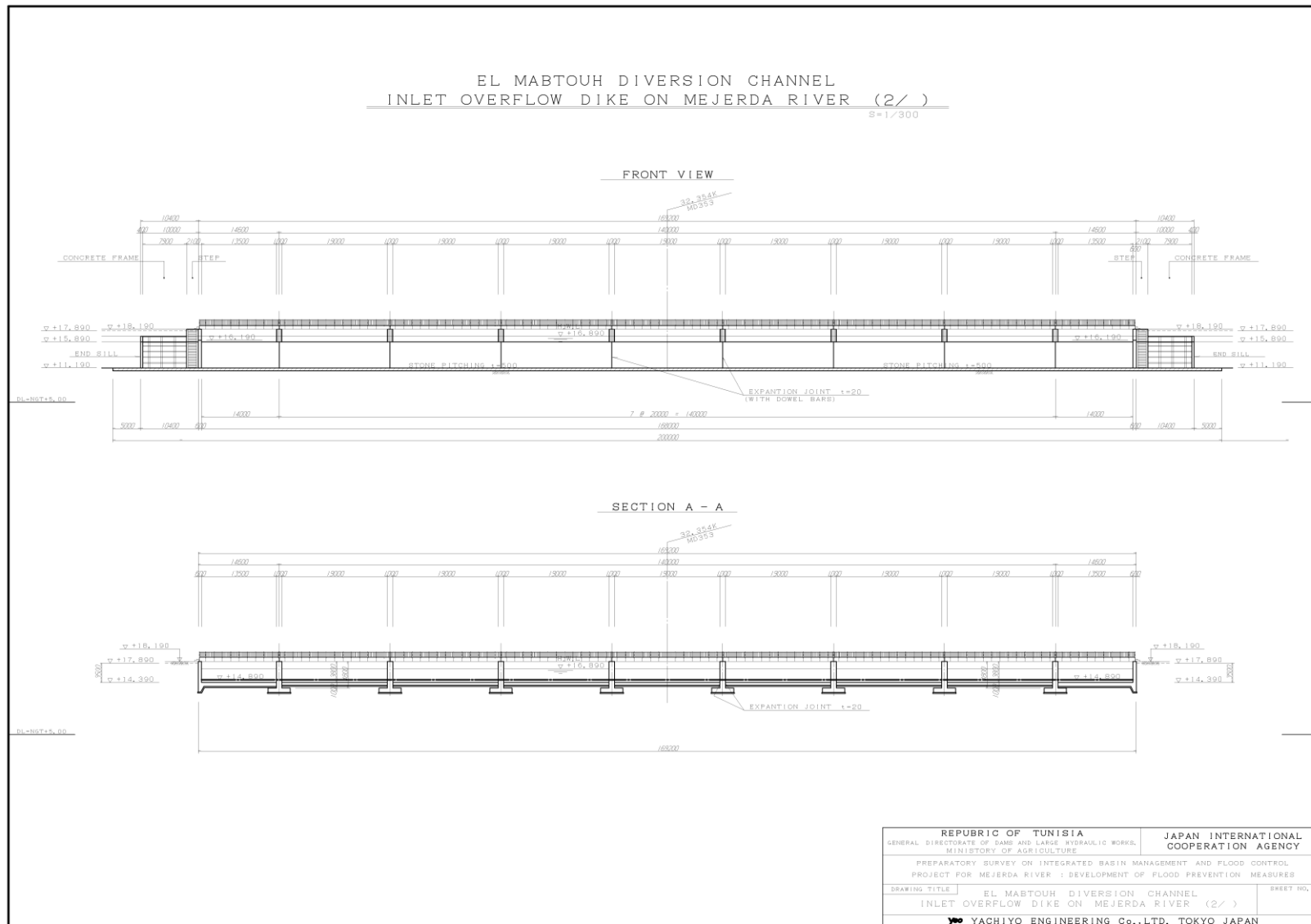


Figure 5.2-4 Vue de face du barrage de déviation pour le bassin de retardement et coupe A-A

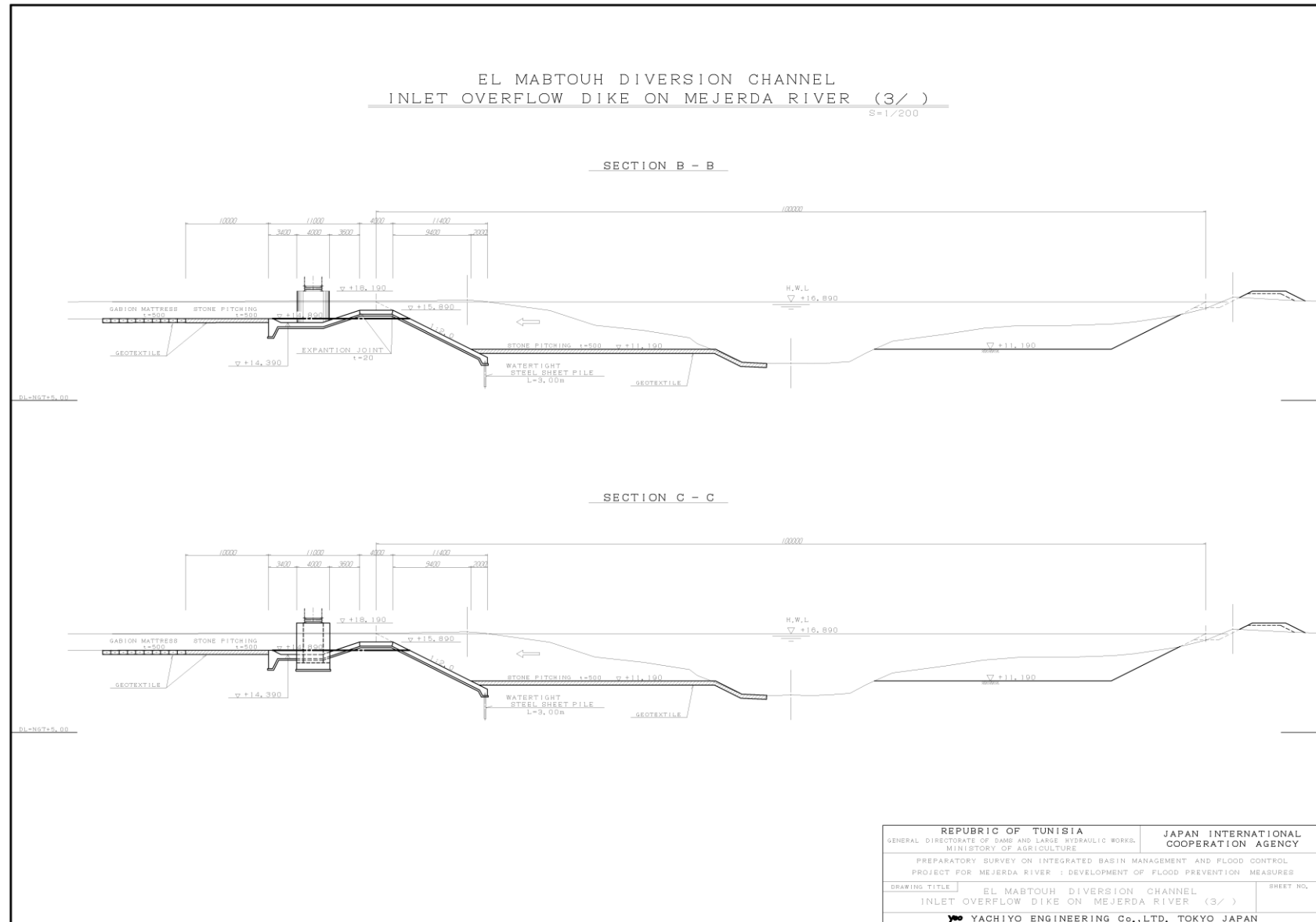


Figure 5.2-5 Coupe B-B et C-C du barrage de déviation pour le bassin de retardement

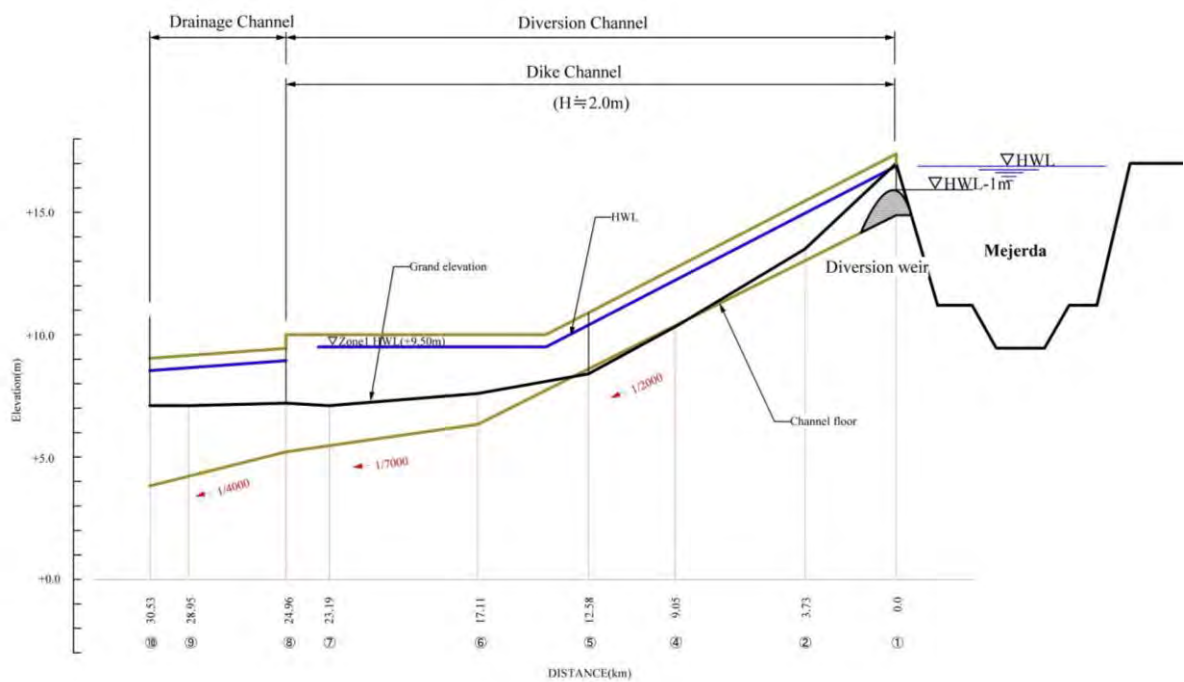
### 5.2.3. Canal de décharge / Canal de drainage

#### (1) Plan de profils en long

Les profils en long de projet du canal de décharge et du canal de drainage sont résumés au Tableau 5.2-1 et à la Figure 5.2-6.

**Tableau 5.2-1 Profils en long de projet du canal de décharge et du canal de drainage**

Survey Cross-section No.	Point No.	Distance (km)	Supplementary distance (km)	Grand elevation (m)	Plan Batter	Bed EL of Intake Outlet channel (m)	Note
-	Point①	3.73		17.0	1/2000	14.89	Mejerda 32.354km(MD353)
1	Point②		3.73	13.5			
-	(Point③)			11.6			
22	Point④	5.32	9.05	10.4			
36	Point⑤	3.53	12.58	8.4			
54	Point⑥	4.53	17.11	7.6			
78	Point⑦	6.08	23.19	7.1	≅ 1/7000		Diverion Channel ↓ Drainage Channel Expressway cross point
85	Point⑧	1.77	24.96	7.2		5.21	
101	Point⑨	3.99	28.95	7.1	≅ 1/4000		
-	Point⑩	1.58	30.53	-			
-						3.82	Mejerda 11.810km(MD411)



**Figure 5.2-6 Profils en long du canal de décharge et du canal de drainage**



**(2) Conception de base**

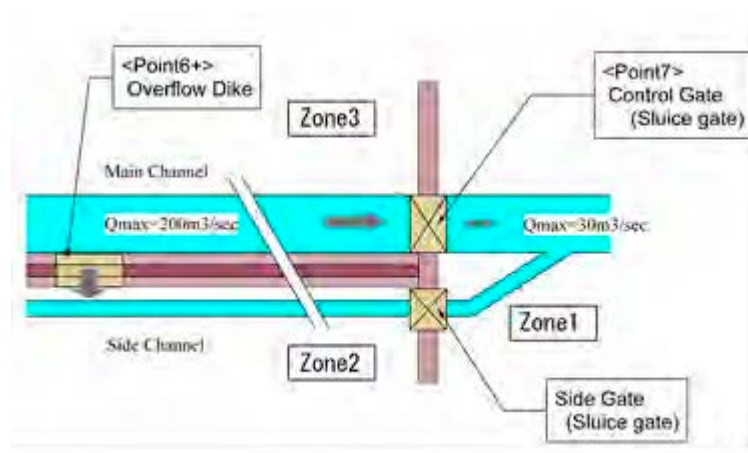
**1) Tronçon entre les Points ①→⑥**

- 1) Il s'agit d'un canal de décharge exploitant un débit de  $200\text{m}^3/\text{sec}$  d'eau de l'oued Méjerda à travers le barrage de déviation. Adapté à la déclivité topographique réelle et à la pente du profil en long actuelle, le canal est incliné de 1/2000 ayant 2m de profond et 100m de large.
- 2) Le tronçon entre les Points ①→② est à aménager nouvellement puisqu'aucun canal n'existe actuellement. La section standard du canal de décharge de ce tronçon est montré à la Figure 5.2-8.
- 3) Pour le tronçon entre les Points ②→⑥, le canal existant sera élargi.
- 4) Le tronçon nouvellement installé (①→②) selon ce profil en long type et la coupe type du tronçon où le canal existant est élargi (Tronçon entre ②→⑥) sont montrés à la Figure 5.2-9.

**2) Tronçon entre les Points ⑥→⑦**

- 1) En aval du Point ⑥, une digue sera installée entre la Zone 2 sur l'un des côtés pour décharger et stocker l'eau conduite dans la Zone 3. Une coupe type du canal est montrée à la Figure 5.2-10.
- 2) Un nouveau barrage déversoir (cote du barrage NGT+9,0m) sera installé en aval du Point ⑦ (à l'endroit où existe le barrage déversoir actuel) pour déverser de l'eau retenue dans la Zone 2 de manière à ce que le niveau d'eau de la Zone 3 ne dépasse pas le niveau de stockage de projet (NGT+9,5m).
- 3) Un barrage déversoir équipé de vanne sera nouvellement installé en aval pour faire reprendre sa propre fonction. S'il est prévu qu'une crue de point arrive après quelques vagues, l'eau sera déversée provisoirement depuis la Zone 3 vers la Zone 2 par ce barrage déversoir équipé de vanne.
- 4) Pour reprendre la fonction d'origine, la digue fusible existante mais démolie sera reconstruite. En cas d'urgence, l'eau sera évacuée de façon urgente depuis la Zone 3 vers la Zone 1. Cette digue sera une digue en terre pouvant être démolie par la force humaine.
- 5) Du côté de la Zone 2 sera installé un canal intérieur pour conduire l'eau débordée vers l'aval.
- 6) Aux environs du Point ⑦, il existe les vannes de contrôle de débit respectivement au canal de décharge et au canal intérieur, pourtant ils ne sont pas opérationnels puisqu'ils sont en panne. Il faut donc y installer une nouvelle vanne de contrôle de débit. Le contrôle de débit sera assuré par un ouvrage du type à vanne d'écluse (vanne à rouleau) qui permet de

contrôler le débit de décharge dans le but de l'exploitation efficace du bassin de retardement.



**Figure 5.2-7 Plan explicatif de l'implantation des ouvrages  
aux environs du Point ⑦**

- 7) Une vanne de contrôle de débit du canal de décharge évacue l'eau de la Zone 3 vers la Zone 1 pour réguler le débit vers le canal de drainage.
- 8) Par le canal intérieur de la Zone 2, l'eau évacuée de la Zone 2 conflue avec le canal de décharge en aval du Point ⑦. Pour ce faire, une vanne de contrôle de débit du canal intérieur sera installée.

### 3) Tronçon entre les Points ⑦→⑩

- 1) La décharge du bassin de retardement devra tenir en la capacité de décharge actuelle du cours d'eau, pour lequel aucune amélioration n'est donc prévue sur le tronçon entre l'autoroute et le confluent en aval avec le courant principal de l'oued Méjerda, toutefois une digue sera mise en place selon les besoins.
- 2) Le document de mesures permet d'estimer la capacité de décharge du dit tronçon à  $30\text{m}^3/\text{sec}$ .
- 3) La coupe actuelle du tronçon entre ⑦→⑩ est montrée à la Figure 5.2-11.
- 4) Actuellement, il existe une écluse (type à vanne) au point de confluence avec le courant principal. Il a été vérifié la hauteur de la digue actuelle dans l'hypothèse où il y aurait des eaux dormantes en cas de crues, la vanne ouverte. Par conséquent, il est jugé que la hauteur de la digue actuelle est plus importante que la cote de plus hautes eaux (PHE), ce qui assure la sécurité contre les crues jusqu'à la hauteur de plus hautes eaux de projet. Toutefois,

malgré la hauteur de la digue prévue, il est nécessaire de se préparer pour toute l'éventualité telle que la digue démolie suite au respect insuffisant des règles de digue, l'eau débordée causée par le contrecourant au moment de la crue excessive du cours d'eau principal. De ce fait, l'écluse actuellement en panne sera remplacée tout en maintenant le système existant de la rétention d'eau.

**Résultat de la vérification de la hauteur de la digue du cours d'eau**

PHE + 7,089 de projet au confluent (11,81km MD411)			
No. du Point sur le cours d'eau	Digue sur la rive gauche	Digue sur la rive droite	Comparaison avec les PHE
No.102 Avant le confluent	+8,57m	+8,53m	ok
No.85 Croisement autoroutier	+8,57m	+8,53m	ok
No.78 Vanne de contrôle du bassin de retardement	+9,71m	+8,82m	ok

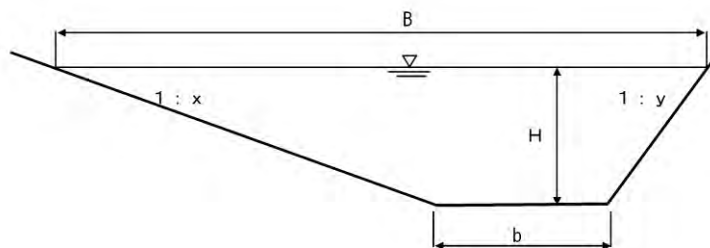
**(3) Calcul hydraulique des sections standard**

**1) Tronçon entre les Points ①→⑦**

Le résultat du calcul hydraulique est indiqué ci-dessous. Les sections standard sont montrées aux Figures 5.2-8 et 5.2-10

$$\text{Ici, } Q=A \times 1/n \times R^{2/3} \times I^{1/2}$$

Bed slope	Coefficient of roughness	Slope gradient		Bed width	Water-surface width	Discharge area	Wetted rimeter	Hydraulic radius	Velocity	Hydraulic depth	Froude number	Depth	Rate of discharge	
		Left bank	right bank											
1 : 1	n	x	y	b	B	A	P	R=A/P	v	D=A/B	Fr	H	Q'	
—	—	—	—	m	m	m	m	m	m/s	m	Or, Jet	m	m <sup>3</sup> /s	
2000	0.035	2.00	2.00	100.00	108.00	208.00	108.944	1.91	0.983	1.93	0.23	Ordinary	2.00	204.512



**2) Tronçon entre les Points ⑦→⑩**

Le résultat de la vérification de la capacité de décharge actuelle est indiqué ci-dessous. La section standard est montrée à la Figure 5.2-11. Comme l'indique la description citée plus haut, la capacité de

décharge peut être estimée à environ 30m<sup>3</sup>/s.

Bed slope	Coefficient of roughness	Slope gradient		Bed width	Water-surface width	Discharge area	Wetted rimeter	Hydraulic radius	Velocity	Hydraulic depth	Froude number	Depth	Rate of discharge	
		Left bank	right bank											
I : I	n	x	y	b	B	A	P	R=A/P	v	D=A/B	Fr	H	Q'	
—	—	—	—	m	m	m	m	m	m/s	m	Or, Jet	m	m <sup>3</sup> /s	
8000	0.035	2.00	2.00	15.000	27.00	63.00	28.416	2.22	0.543	2.33	0.11	Ordinary	3.00	<b>34.217</b>

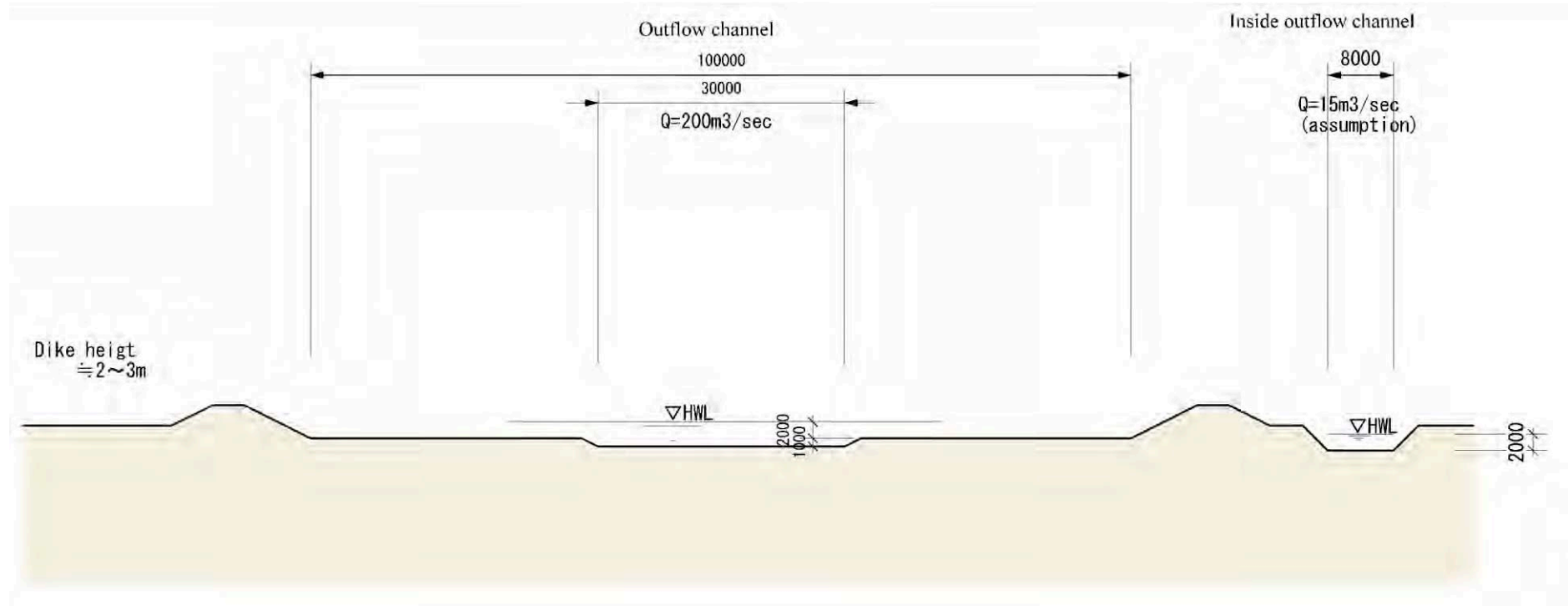
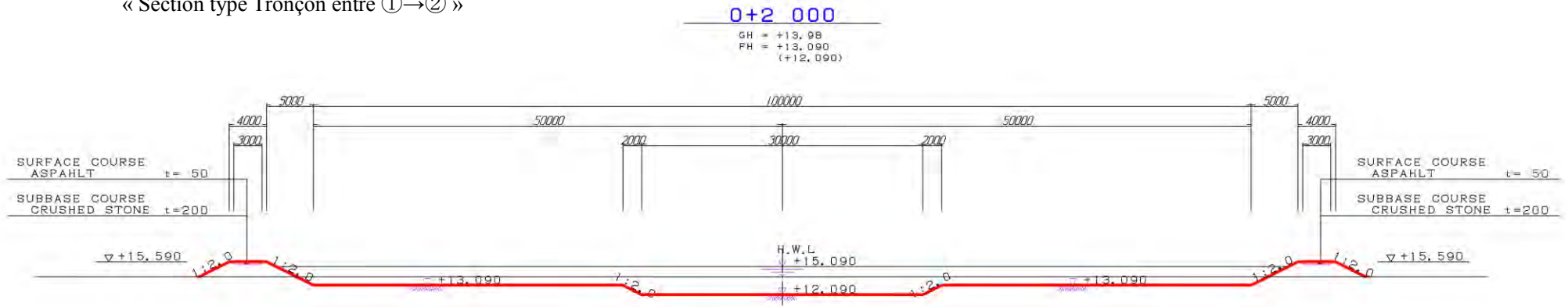


Figure 5.2-8 Section type du canal d'affluence

« Section type Tronçon entre ①→② »



« Section type Tronçon entre ②→⑥ »

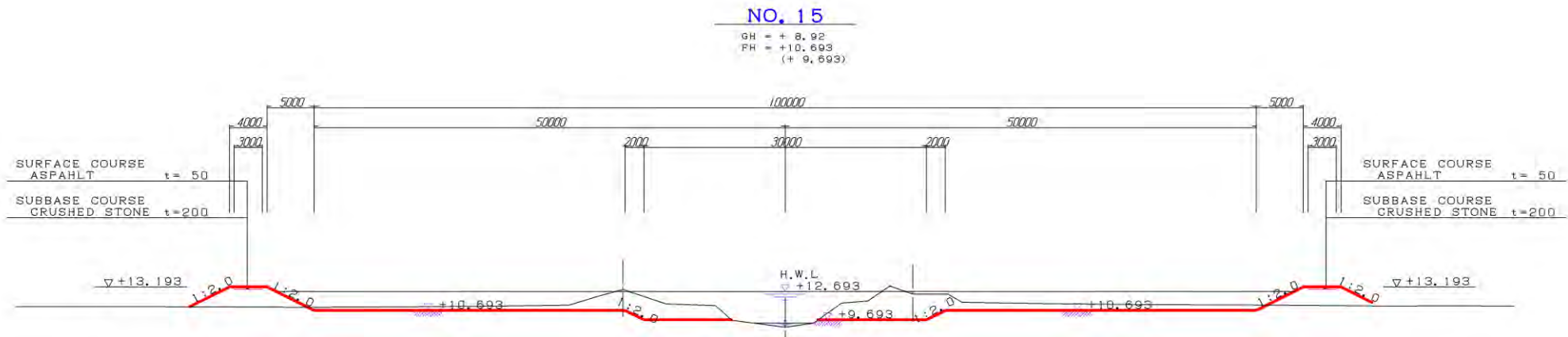
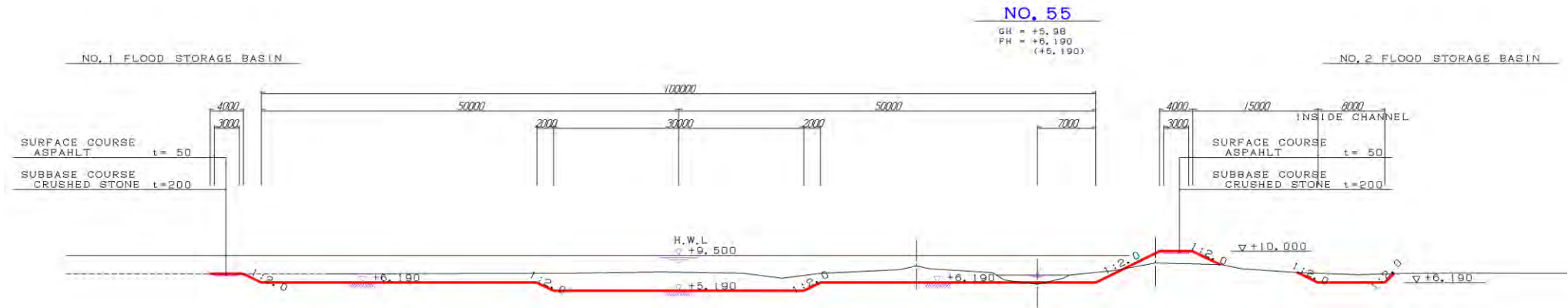


Figure 5.2-9 Section type du canal de décharge du tronçon entre ① et ⑥

« Section type Tronçon entre ⑥→⑦ (1/2) »



« Section type Tronçon entre ⑥→⑦ (2/2) »

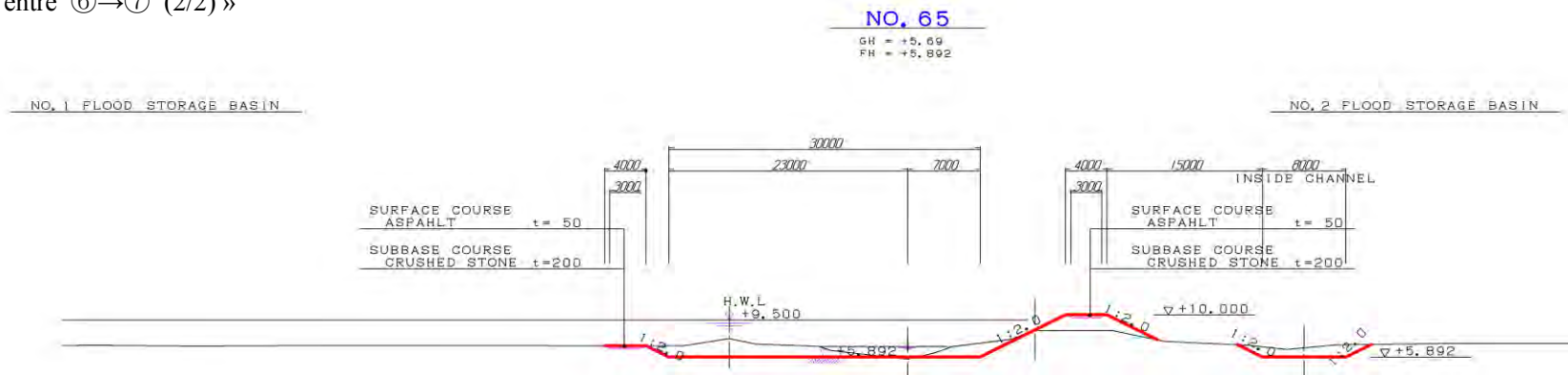


Figure 5.2-10 Section type du canal de décharge du tronçon entre ⑥ et ⑦

« Section type Tronçon entre ⑦→⑩ »

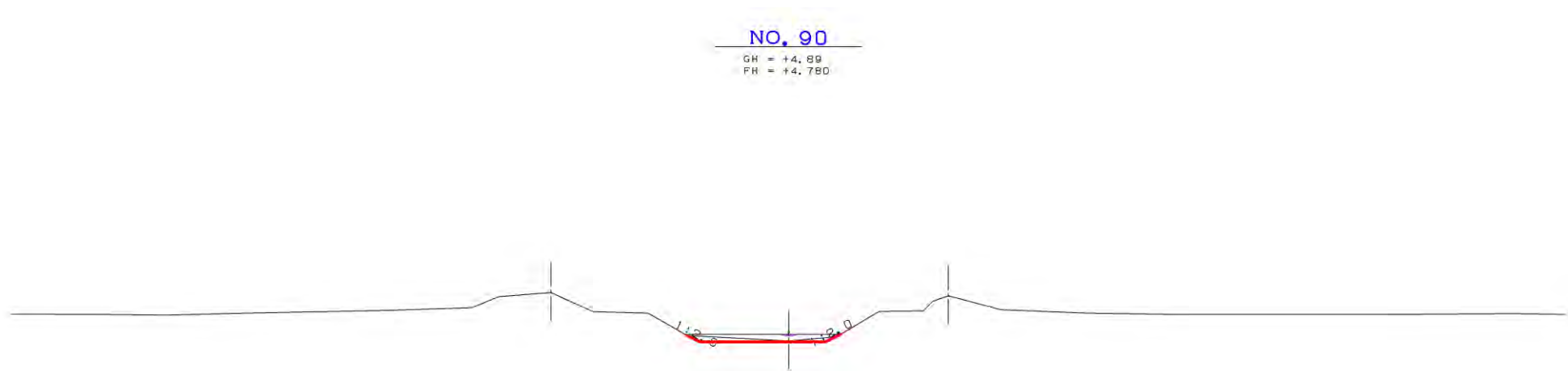


Figure 5.2-11 Section actuelle du chenal du tronçon entre ⑦ et ⑩



#### **5.2.4. Structures connexes des canaux fluviaux**

##### **(1) Barrage de déversement latéral**

- 1) Il est prévu un barrage de déversement latéral aux environs en aval direct du Point ⑦, ouvrage de contrôle de débit ;
- 2) La hauteur du barrage de déferlement sera de NGT + 9,5m avec une quantité d'eau débordant de 30m<sup>3</sup>/s ;
- 3) La plan de structure générale du barrage de déferlement est montré aux Figures 5.2-12 et 5.2-13.

##### **(2) Digue déversoir équipé de vanne**

Le plan de structure générale est montré à la Figure 5.2-14.

##### **(3) Digue fusible**

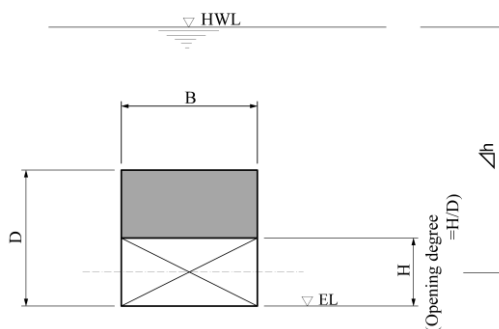
Le plan de structure générale est montré à la Figure 5.2-14.

##### **(4) Vanne de contrôle de débit**

- 1) Au Point ⑦ seront installées une vanne de contrôle de débit du côté de la Zone 3 et une vanne de canal latéral sur le canal interne de la Zone 2 ;
- 2) Le contrôle de débit se réalisera avec une vanne d'écluse permettant le contrôle de la quantité d'eau déchargée et ce dans le but de l'exploitation efficace du bassin de retardement ;
- 3) Quant à la vanne de contrôle de débit du canal de décharge installée du côté de la Zone 3, un calcul de degré d'ouverture de la vanne dans l'hypothèse où le débit de décharge serait contrôlé par le degré d'ouverture de la vanne à l'aide de 2 séries de tuyaux d'écluse de 2mB × 2mH permet d'obtenir un degré d'ouverture de la vanne d'environ 80% comme l'indique le tableau suivant, selon lequel on peut fixer à environ 30m<sup>3</sup>/sec le débit de décharge admissible devant être déterminé par rapport à la capacité de décharge du canal en aval. Le plan de structure générale sera montré aux Figures 5.2-15 et 5.2-16.
- 4) La vanne de contrôle de débit du canal intérieur qui sera installée du côté de la Zone 2 sera 1 série de tuyau d'écluse. Son plan de structure générale est montré aux Figures 5.2-15 et 5.2-17.
- 5) Le résultat du calcul de degré d'ouverture est montré au Tableau 5.2-2.

**Tableau 5.2-2 Calcul de degré d'ouverture de la vanne de contrôle de débit**

HWL	EL	Open dgree	B	H	$\Delta h$	A	k	$v=\sqrt{2gh}$	Q	2Q	Downstream channel capacity of
(m)	(m)		(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )			$k \cdot A \cdot v$ (m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)	(m <sup>3</sup> /s)
9.5	5.52	100%	2.0	2.0	2.98	4.0	0.6	7.64	18.34	36.68	34
<b>9.5</b>	<b>5.52</b>	<b>90%</b>	<b>2.0</b>	<b>1.8</b>	<b>3.08</b>	<b>3.6</b>	<b>0.6</b>	<b>7.77</b>	<b>16.78</b>	<b>33.57</b>	
<b>9.5</b>	<b>5.52</b>	<b>80%</b>	<b>2.0</b>	<b>1.6</b>	<b>3.18</b>	<b>3.2</b>	<b>0.6</b>	<b>7.89</b>	<b>15.16</b>	<b>30.32</b>	
9.5	5.52	70%	2.0	1.4	3.28	2.8	0.6	8.02	13.47	26.94	
9.5	5.52	60%	2.0	1.2	3.38	2.4	0.6	8.14	11.72	23.44	
9.5	5.52	50%	2.0	1.0	3.48	2.0	0.6	8.26	9.91	19.82	
9.5	5.52	40%	2.0	0.8	3.58	1.6	0.6	8.38	8.04	16.08	
9.5	5.52	30%	2.0	0.6	3.68	1.2	0.6	8.49	6.11	12.23	
9.5	5.52	20%	2.0	0.4	3.78	0.8	0.6	8.61	4.13	8.26	
9.5	5.52	10%	2.0	0.2	3.88	0.4	0.6	8.72	2.09	4.19	



#### (5) Vanne de drainage

La nouvelle vanne doit être installée en 2 séries (3m B x 3m H) et avoir une section conforme à la largeur de la section et à la capacité de décharge du canal existant. Le plan général de la nouvelle vanne est montré à la Figure 5.2-18.

#### (6) Tuyau d'écluse de drainage

Le réseau de drainage est aménagé dans le champ agricole des Zones 1 et 2, ainsi il existe les tuyaux d'écluse (environ 80cm de diamètre) pour évacuer l'eau dans le canal de décharge ou le canal de drainage en la faisant passer par le dessous de la digue (voir les Chapitres 2 et 3, la Documentation). La vanne battante est installée à la sortie du tuyau d'écluse. Pour les tuyaux de grande section, ils sont du type de passage couvert. Pour minimiser le dommage économique aux champs causé par la crue, il est nécessaire d'évacuer de l'eau retenue dans la Zone 1 et la Zone 2, immédiatement autant que possible. De ce fait, ces 28 tuyaux d'écluse existants seront renouvelés. Une vanne d'écluse sera installée pour les tuyaux d'écluse couverts existants. L'implantation de ces tuyaux est montrée à la Figure 5.2-19.

#### **5.2.5. Autres ouvrages connexes**

Le canal de décharge est croisé avec le canal de drainage qui passe du sens est-ouest, à 2,77km depuis la digue de déviation pour bassin de retardement. Pour ce canal est-ouest, les ouvrages ci-dessous seront aménagés. La Figure 5.2-19 montre la position des ouvrages.

##### **(1) Rehaussement de digues**

Si l'eau inondée est venue dans le canal de décharge, cela provoquerait le remous dans le canal est-ouest. Ainsi les digues du canal est-ouest seront surélevées. Cela permettra d'atténuer les dégâts de la crue aux champs intérieurs de la Zone 2 et de diminuer le dommage économique.

##### **(2) Écluse de drainage**

La vanne de drainage existant au point de confluence entre le bout extrême du canal est-ouest et l'oued Méjerda sera renouvelée.

#### **5.2.6. Installation pour la gestion du bassin de retardement**

Il sera prévu au point d'installation des vannes de contrôles de débit de recharge de construire un bâtiment de gestion du bassin de retardement. Il sera prévu également des plaques d'indication de niveau d'eau en amont et en aval de ces vannes. Le personnel concerné se rassemble dans ce bâtiment en cas de crues. Il se charge d'effectuer la vérification à vue des planques d'indication des niveaux d'eau afin de saisir les niveaux d'eau des Zone 2 et 3, de manière à contrôler l'ouverture des vannes de chaque zone en fonction des valeurs qu'il observe. Pour éviter tout problème lié à l'entretien, aucune commande à distance n'est prévue pour les vannes. En principe, les vannes doivent se faire fonctionner manuellement suivant les valeurs de niveau observées. Il existe actuellement ici un bâtiment de gestion ayant fonction du fonctionnement des vannes existantes, qui seront enlevées parce qu'elles sont détériorées. Ce bâtiment de gestion existant est montré dans la photo de la Figure 2-15 susmentionnée.

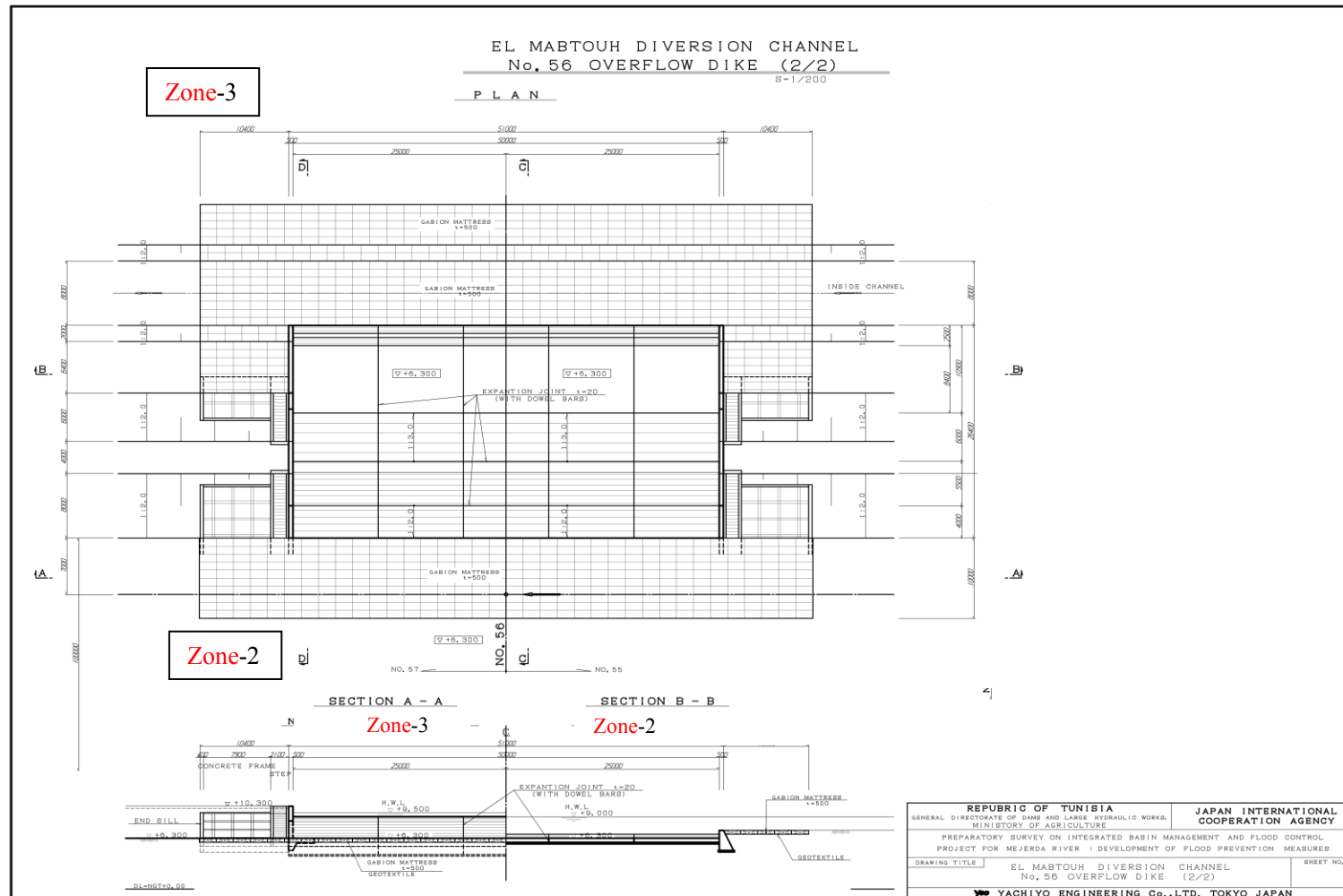


Figure 5.2-12 Plan général du barrage déversoir

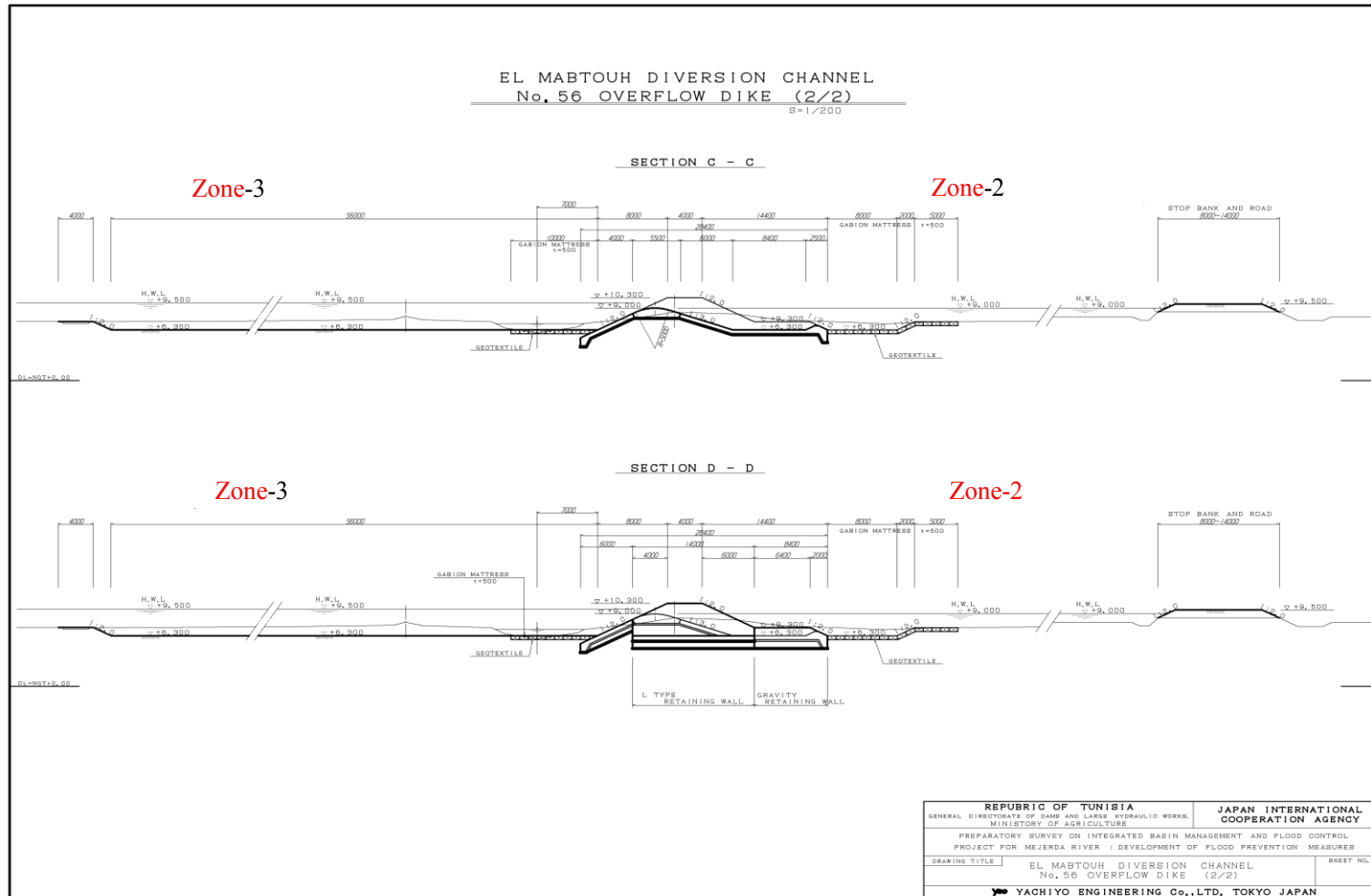


Figure 5.2-13 Plan général du barrage déversoir

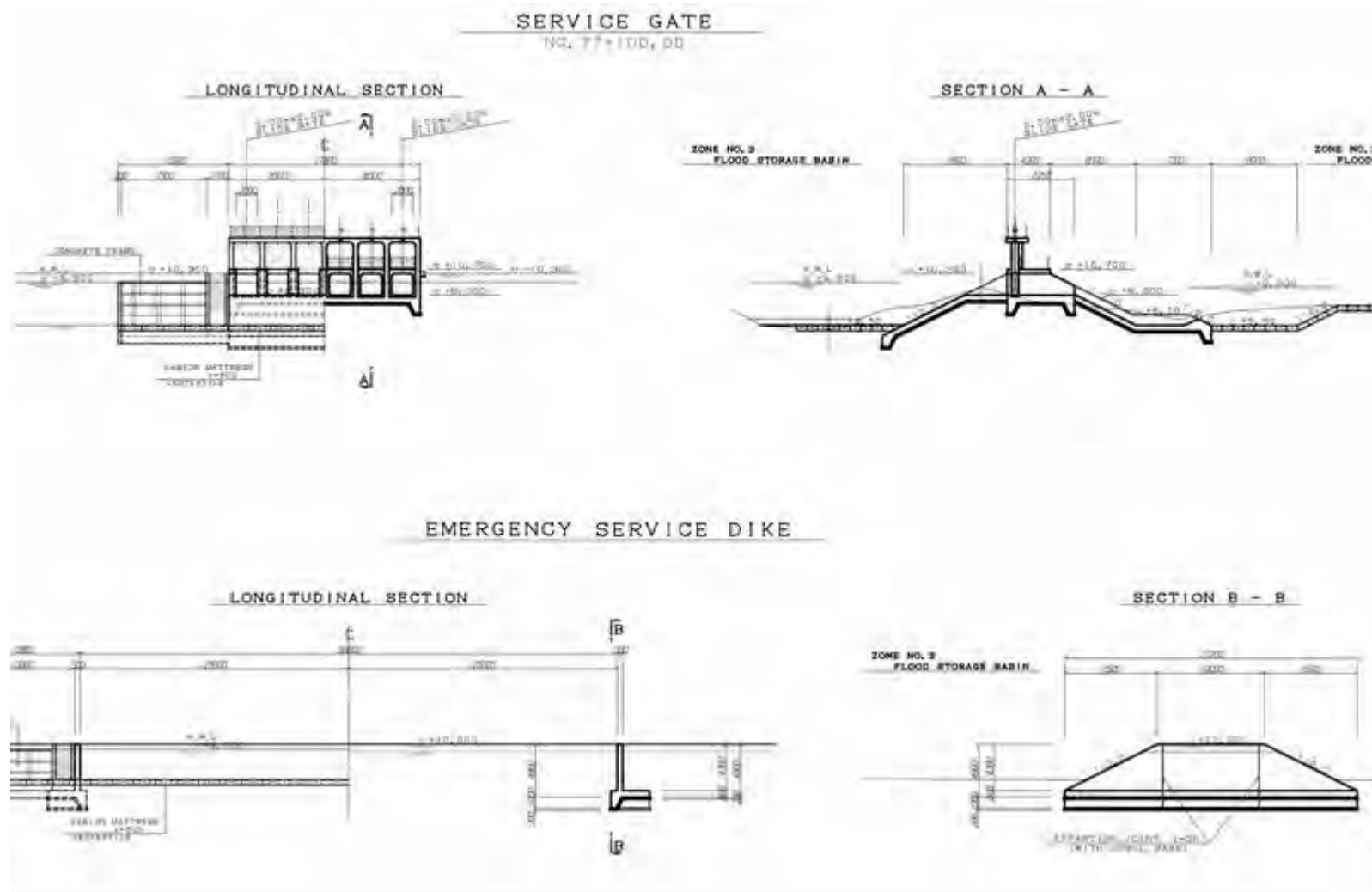


Figure 5.2-14 Digue déversoir équipé de vanne et digue fusible

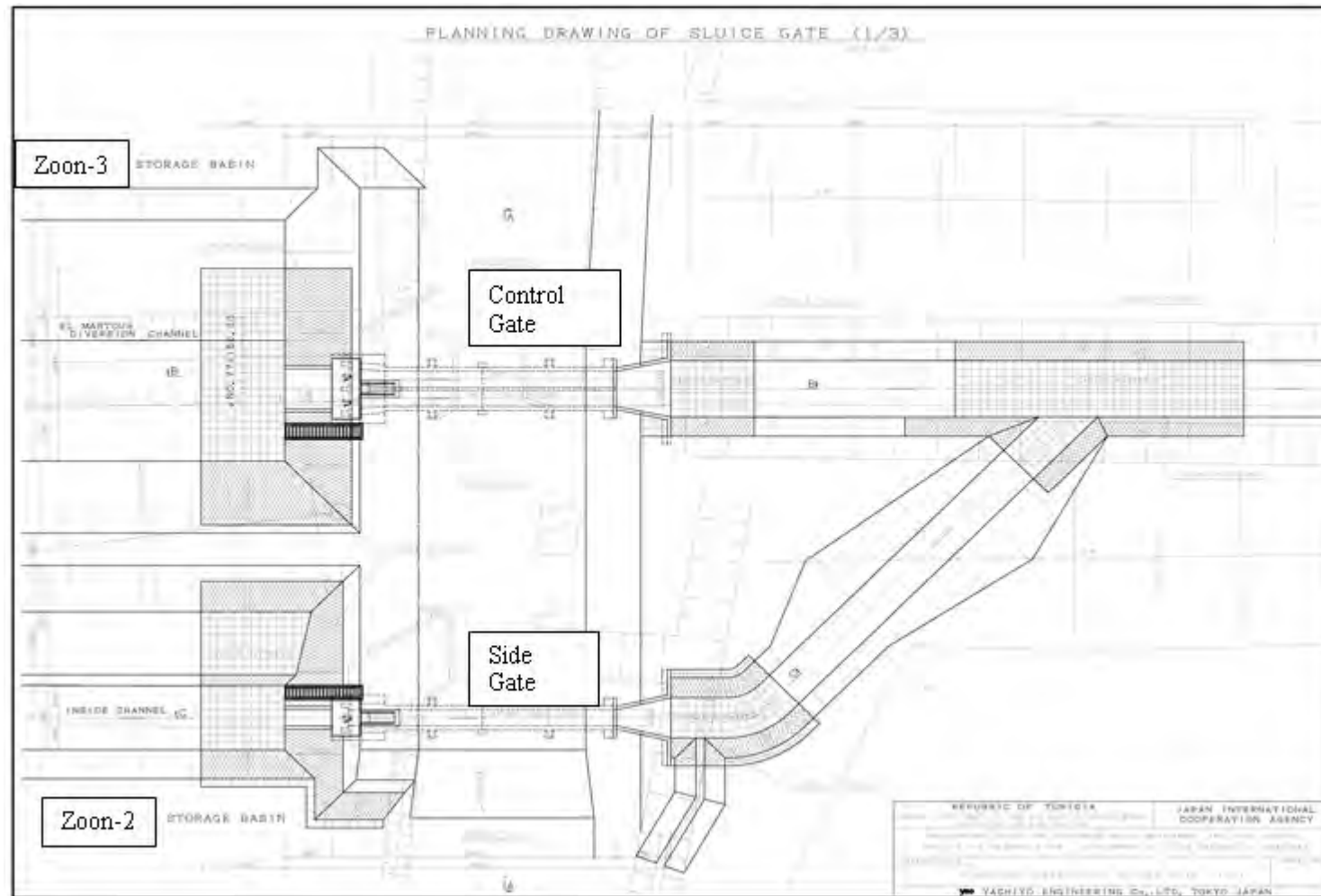


Figure 5.2-15 Plan général de l'ouvrage de contrôle de débit (1) Vue plane

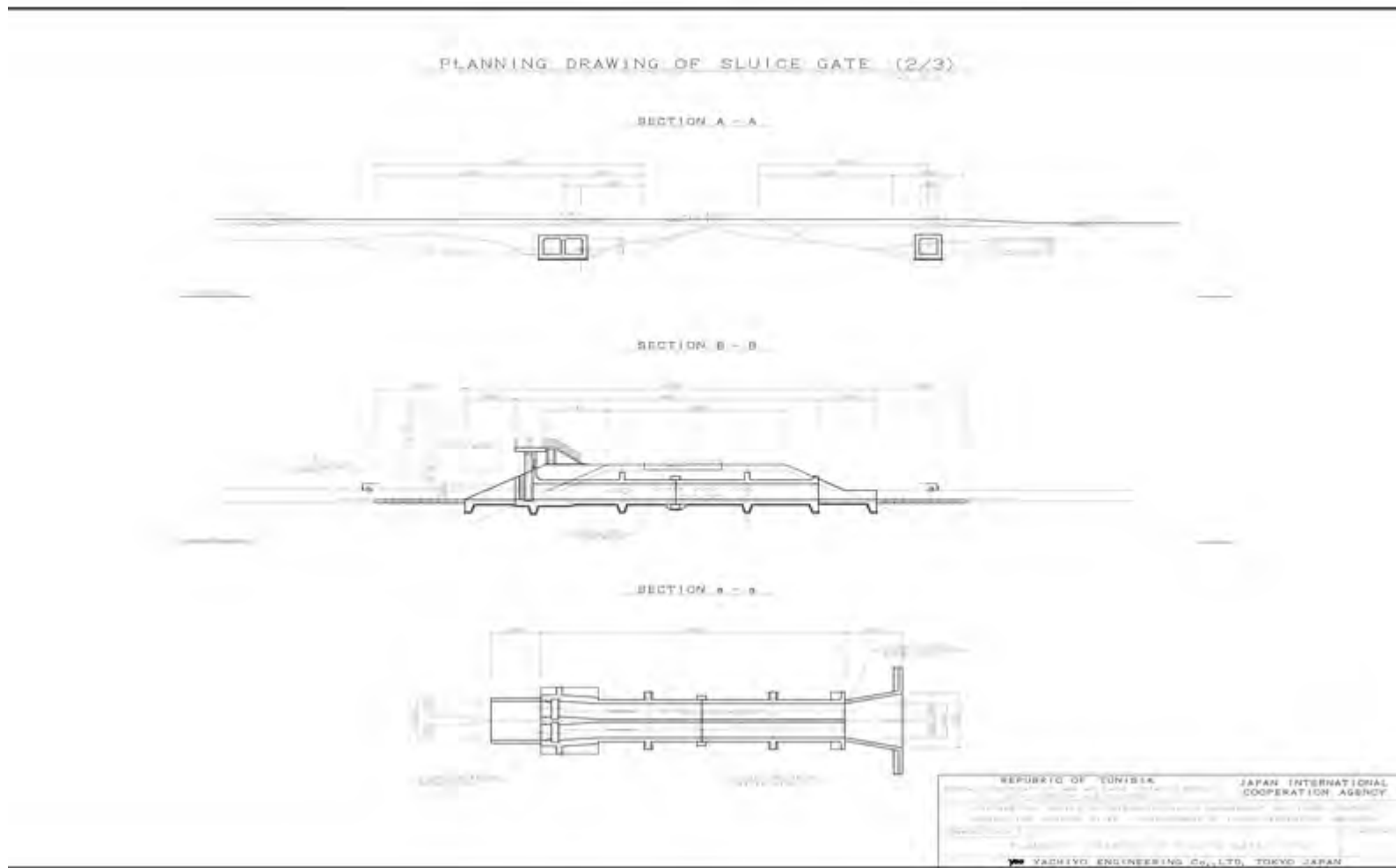


Figure 5.2-16 Plan général de l'ouvrage de contrôle de débit (2) Vanne du canal de décharge



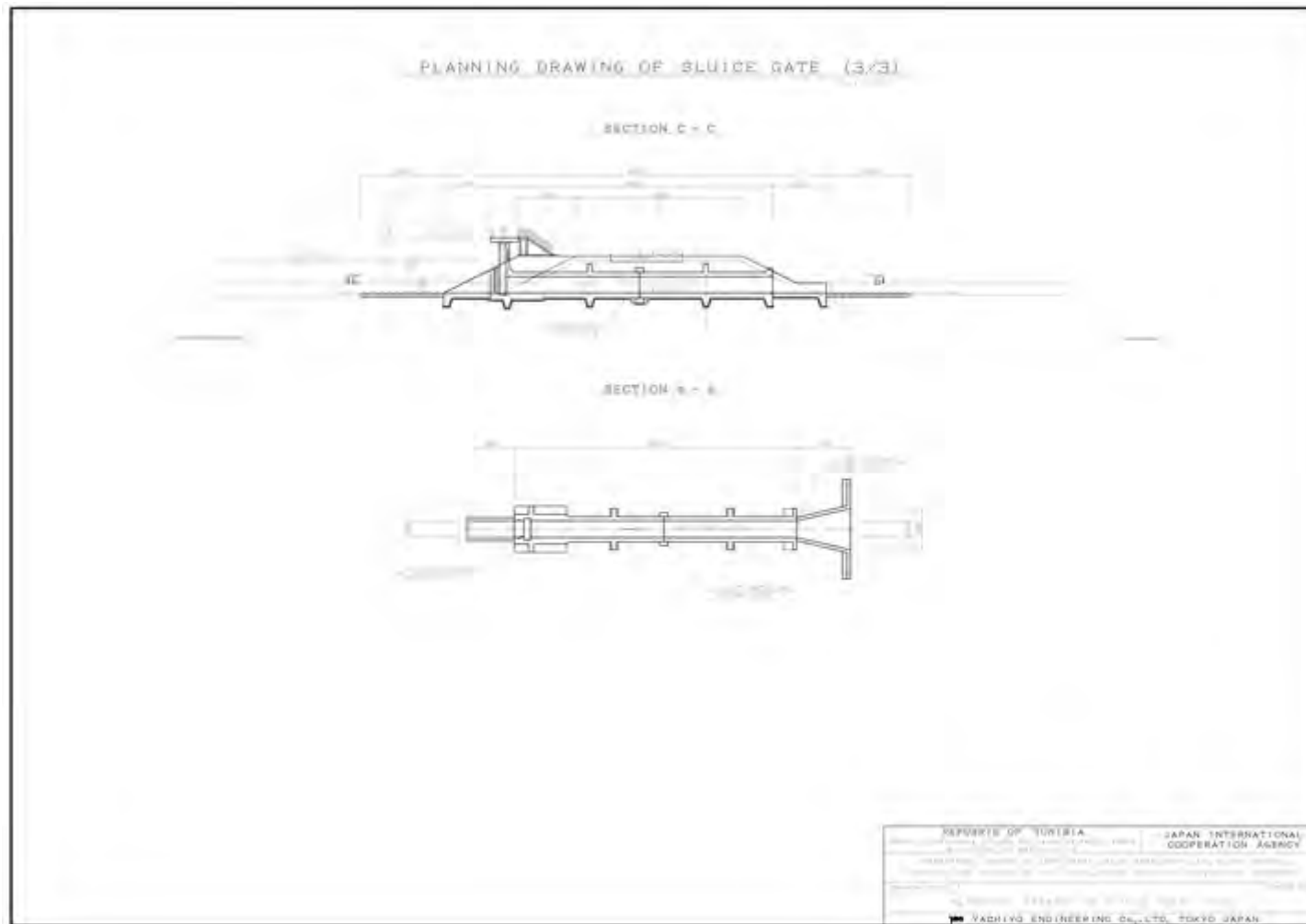


Figure 5.2-17 Plan général de l'ouvrage de contrôle de débit (2) Vanne du canal intérieur

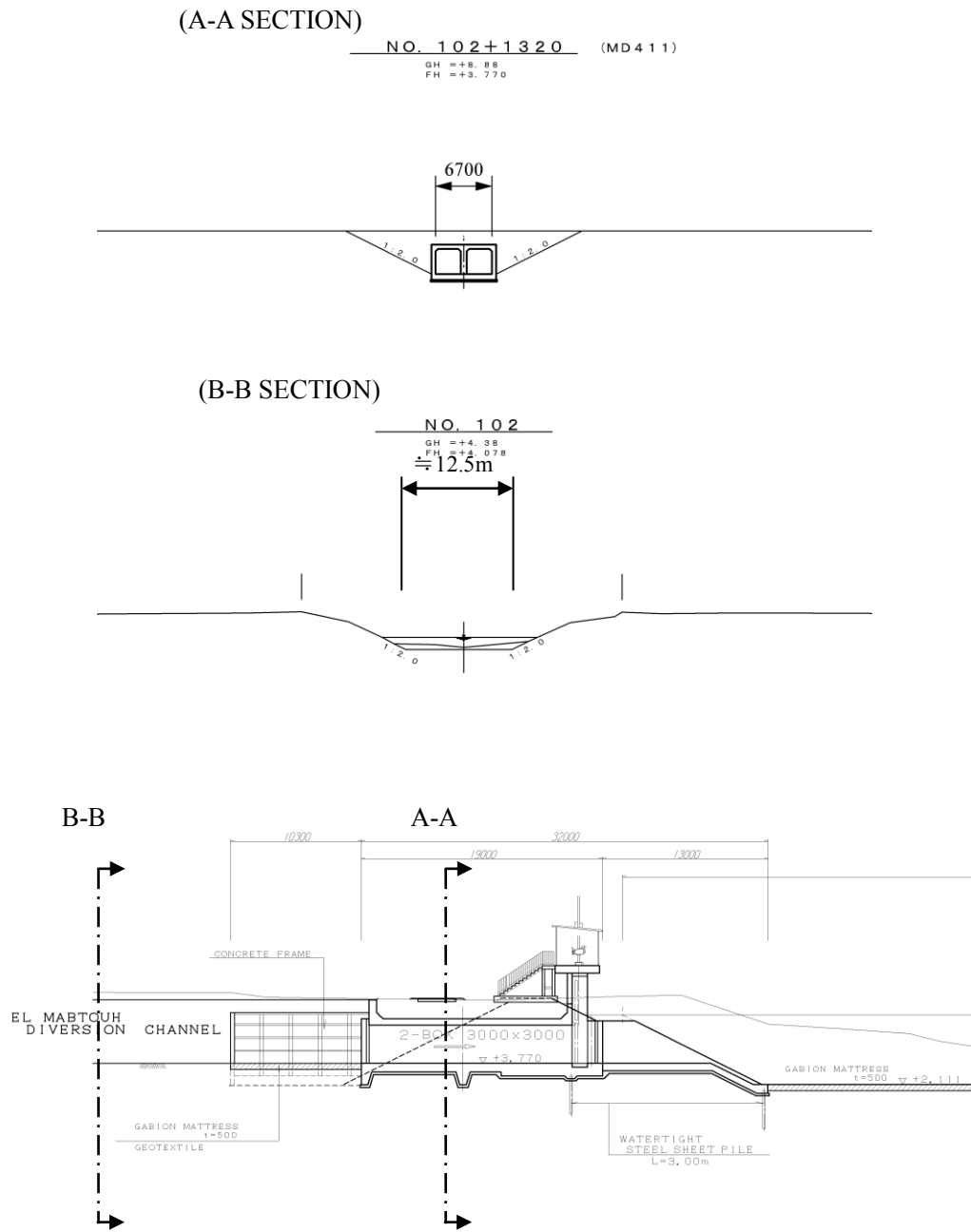


Figure 5.2-18 Canal aux environs du confluent, section de la nouvelle vanne de drainage et plan de structure générale

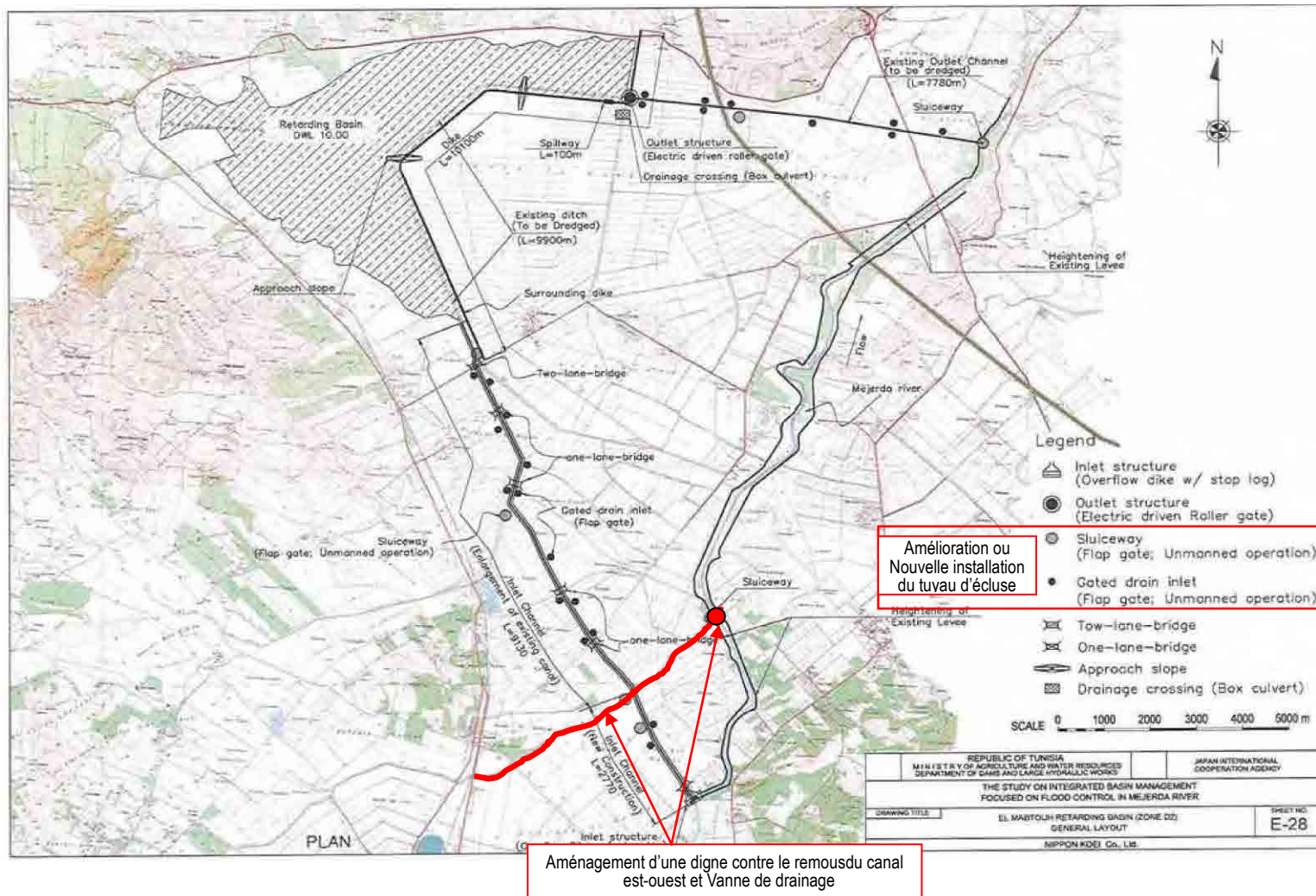


Figure 5.2-19 Plan de situation d'autres ouvrages connexes

### **5.2.7. Considération globale de la structure de base**

En tant qu'ouvrages connexes du barrage fixe de déversement latéral pour la déviation de l'eau de l'oued Méjerda vers le bassin de retardement d'El Mabtouh y compris ceux de l'intérieur du bassin de retardement, il est prévu un ouvrage de contrôle de débit (barrage déversoir du canal de décharge/digue déversoir équipé de vanne, vanne de contrôle de débit et vanne du canal intérieur de décharge), une digue fusible ainsi qu'une vanne de drainage. Ils sont tous tellement importants en tant qu'ouvrage d'aménagement des eaux qu'un affaissement éventuel ou une simple déformation qui se produirait chez eux porterait atteinte immédiatement à la fonction d'aménagement des eaux. D'autre part, le résultat de l'étude hydrologique rapporte que le bassin de retardement et les zones riveraines du courant principal reposent sur un dépôt alluvial dont le sol solide n'a été vérifié dans l'étude en aucun cas. C'est la raison pour laquelle la présente description sera consacrée surtout à la considération globale de la structure de base conformément au résultat de l'étude géologique.

#### **(1) Conditions géologiques et types de fondation**

##### **1) Conditions géologiques et types de fondation**

La Figure 5.2-21 montre les rapports entre les ouvrages et les points de sondage géologique. La considération en la matière devra se faire à l'aide de la colonne géologique la plus proche de chacun des ouvrages ainsi qu'un plan de sections des couches de sol présumée. Les plans de sections des couches de sol utilisés sont indiqués aux Figures 5.2-22 et 5.2-24.

##### **2) Types de fondation et normes applicables**

Après avoir confirmé la distribution des couches de sol des localités de projet en matière de la structure de fondation, on constate qu'il n'existe aucune couche de support aux environs de la surface du sol (inférieure à 10m de profond). De ce fait, il convient de concevoir pour le Projet une fondation sur pieux. Quant aux types de pieu et techniques d'exécution, un pieu couramment utilisé de  $\phi 500$ PHC (pieu en béton) et une technique d'enfoncement par percussion peuvent être prévus.

Le calcul de la capacité portante de la fondation sur pieux sera effectué conformément au « Chapitre IV, Normes techniques des ponts routières et aériens, Association Japonaise de la Route, mars 2002. »

(Capacité portante limite d'un pieu)

$$R_u = q_d A + U \sum l_i f_i$$

- Ici,  $q_d$  : Capacité portante limite par surface unitaire perçue à l'extrémité du pieu (kN/m<sup>2</sup>)  
 $A$  : Surface de l'extrémité du pieu (m<sup>2</sup>)  
 $U$  : Circonférence du pieu (m)  
 $l_i$  : Épaisseur de la couche considérant le frottement circonférentiel (m)  
 $f_i$  : Frottement conférentiel maximum de la couche considérant le frottement conférentiel (kN/m<sup>2</sup>)

Capacité portante admissible  $R_a = R_u / 3$  (permanent, pieux de support)

( $f$  : Frottement circonférentiel maximum d'un pieu (kN/m<sup>2</sup>))

Type de sol	Sol sableux	Sol argileux
Techniques		
Enfoncement par percussion (Percussion par marteau vibrant)	$2N (\leq 100)$	$c$ ou $10N$ (?150)
Enfoncement par excavation	$2N (\leq 100)$	$0,8c$ ou $8N$ (?100)
Enfoncement par forage guide	$5N (\leq 150)$	$c$ ou $10N$ (?100)
Mise en forme par tube d'acier et ciment	$10N (\leq 200)$	$c$ ou $10N$ (?200)
Mise en forme par coulée de béton	$5N (\leq 200)$	$c$ ou $10N$ (?150)

Conditions données :  $c$ :viscosité du sol (kN/m<sup>2</sup>),  $N$ :valeur  $N$  de l'essai de pénétration standa

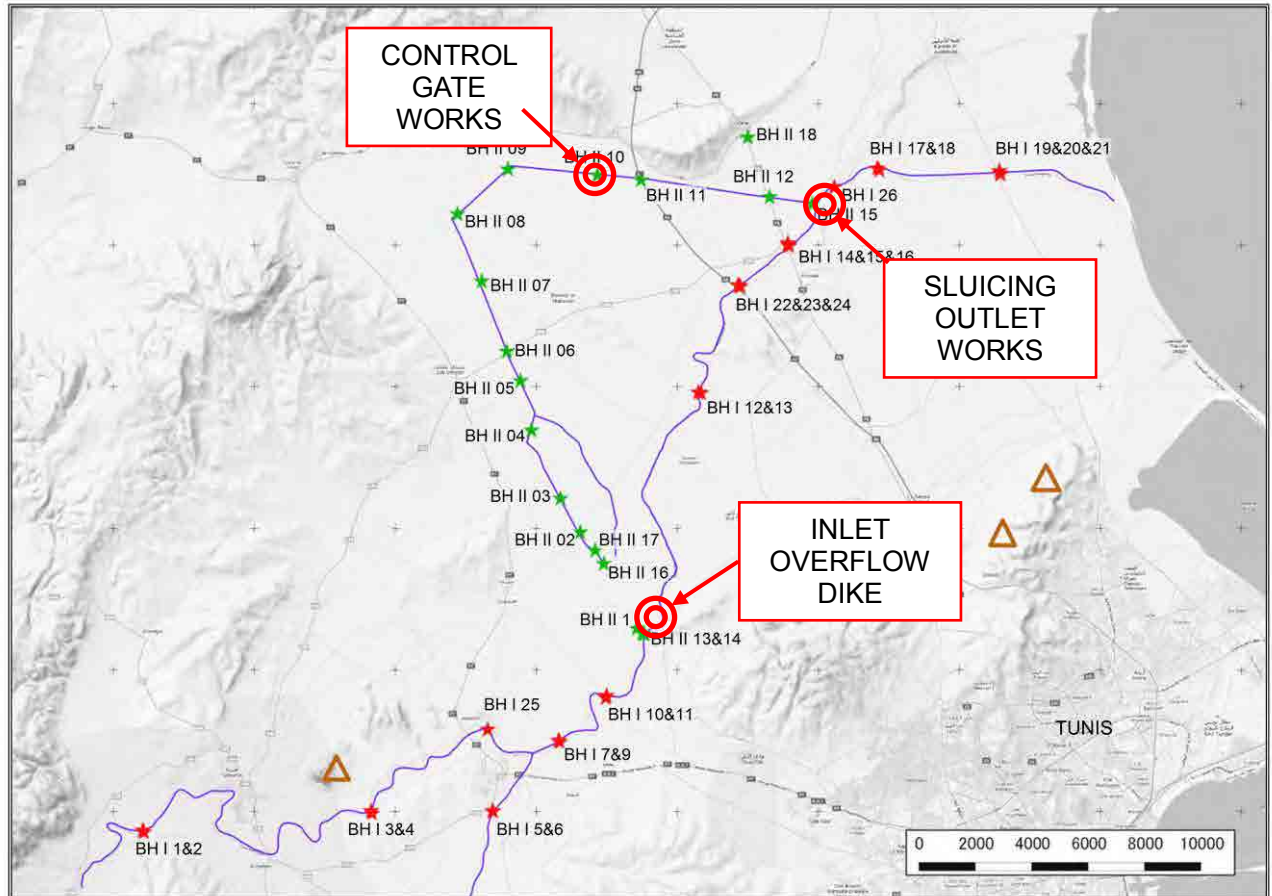
施工法	地盤種類	杭先端の極限支持力度(kN/m <sup>2</sup> )	備考
打込み杭工法 (打撃工法, バイプロハンマ工法)	砂れき, 砂層および粘性土層	300 ( $L/D \geq 5$ の場合) $60 \cdot (L/D) \cdot N$ ( $L/D < 5$ の場合) $L$ : 支持層への換算根入れ深さ $D$ : 杭径 $N$ : 杭先端地盤の設計用 $N$ 値	・開端鋼管杭の場合 ・ $L, N$ の算定方法については, 道示IV図-解12.4.2を参照。
中掘り杭工法	砂層	$150N (\leq 7,500)$	・先端処理方法がセメントミルク噴出攪拌方式の場合。
	砂れき層	$200N (\leq 10,000)$	
プレボーリング杭工法	砂層	$150N (\leq 7,500)$	
	砂れき層	$200N (\leq 10,000)$	
鋼管ソイルセメント杭工法	砂層	$150N (\leq 7,500)$	
	砂れき層	$200N (\leq 10,000)$	
場所打ち杭工法	砂れき層および砂層 ( $N \geq 30$ )	3,000	
	良質な砂れき層 ( $N \geq 50$ )	5,000	
	硬質粘性土層	$3q_u$ $q_u$ : 一軸圧縮強度(kN/m <sup>2</sup> )	

ただし,  $N$ は標準貫入試験の $N$ 値

(Capacité portante limite de l'extrémité d'un pieu qd (kN/m<sup>2</sup>))

Techniques	Type de sol	Capacité portante limite de l'extrémité d'un pieu (kN/m <sup>2</sup> )	Remarque
Enfoncement par percussion (Percussion par marteau vibrant)	Gravier, couche sableuse et sol visqueux	300 (en cas de $L/D \geq 7500$ ) $60 \cdot (L/D) \cdot N$ (cas de $L/D < 7500$ ) <i>L</i> : Profond. fondation dans couche support <i>D</i> : Diamètre du pieu <i>N</i> : Valeur N pour calcul du sol à l'extrémité du pieu	• CM163- Cas de pieu d'acier ouvert • Voir Normes techniques des ponts routières et aériens IV Schéma 12.4.2 pour calcul <i>L, N</i>
Enfoncement par excavation	Couche sableuse	$150N (\leq 7500)$	• en cas de procédé d'injection-brassage du lait de ciment appliqué à l'extrémité;
	Couche gravier	$200N (\leq 10000)$	
Enfoncement par forage guide	Couche sableuse	$150N (\leq 7500)$	
	Couche gravier	$200N (\leq 10000)$	
Mise en forme par tube d'acier et ciment	Couche sableuse	$150N (\leq 7500)$	1
	Couche gravier	$200N (\leq 10000)$	
Mise en forme par coulée de béton	Couche gravier et sableuse ( $N \geq 30$ )	3 000	
	Couche gravier de qualité ( $N \geq 50$ )	5 000	
	Couche dure visqueuses	$3q_n$ <i>q<sub>n</sub></i> : résistance à la compression uniaxiale	

Conditions données : *N* : Valeur *N* de l'essai de pénétration standard



Nota) Étoile rouge : Point de forage sur le courant principal et l'oued Chafrou; Étoile verte : Point de forage du bassin de retardement; Triangle brun : Point de contrôle des agrégats dans une carrière (Voir le Documentation pour plus de détails)

**Figure 5.2-20 Les ouvrages de projet et les points de sondage géologique**

**(2) Structure de la fondation de chaque ouvrage**

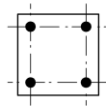
**1) Barrage fixe de déviation et déversement latéral**

La couche de sol est montrée à la Figure suivante. Bien qu'elle n'offre aucune information sur le sol de support, le sondage des environs permet d'obtenir une capacité portante admissible de 410 kN/pieu en présumant un sol de support de 10m de profond ayant une valeur N d'environ 20. Par la charge totale, on peut obtenir le nombre de pieux nécessaires pour le pilier de vannes intermédiaire comme suit :

$$1540 / 410 = 3,8 \rightarrow 4 \text{ pieux}$$

Du fait que cet ouvrage manque de la colonne géologique incluant les données d'essai de valeur N collectées sur les localités de projet concernées, il convient d'effectuer un sondage par forage jusqu'au sol de support. Le résultat du calcul est indiqué comme suit :

Foundation Analysis on Weir Pillars of Inlet Overflow Dike



Volume: 32.000 cu m  
 (Depth: 4.0m)

Calculate bearing capacity of the pile

Pile diameter	D=		0.5 (m)
Pile length	L=		10 (m)
		(m)	
Area of the tip	Ap=	= $3.14 \times 0.5^2 / 4 =$	0.196 (m <sup>2</sup> )
		(m)	
Circumferential length	U=	= $\pi \times 0.5 =$	1.571 (m <sup>2</sup> )
Bearing capacity of the pile tip	qd	= $200 \cdot N \cdot Ap$ (kN/m <sup>2</sup> ) (m <sup>2</sup> ) = $200 \times 20 \times 0.196 =$	(Assumption N=20)  784 (kN)
Skin friction	fi=30 (kN/m <sup>2</sup> )	Soil nature:S-CL Method of pilong : Driving (m) (m) (kN/m <sup>2</sup> )	
	U · Σ Li · fi	= $1.571 \times 10 \times 30 =$	471 (kN)
Ultimate bearing capacity(TOTAL)	Ru=		1,255 (kN)
Allowable bearing capacity of the pile	Ra=	Ru/3=	410 (kN/Pile)
LOAD		(m <sup>3</sup> ) (kN/m <sup>3</sup> )	
Dead weight	Body	DL	= $32 \times 25 =$ 800 (kN)
	Soil weight and liveload	BL	= $37 \times 20.0 =$ 740 (kN)
		( bl	= $(3.5+5.0) \times 2.0 + 10.0 \times 2.0 =$ 37 (kN/m )
(TOTAL)			1,540 (kN)



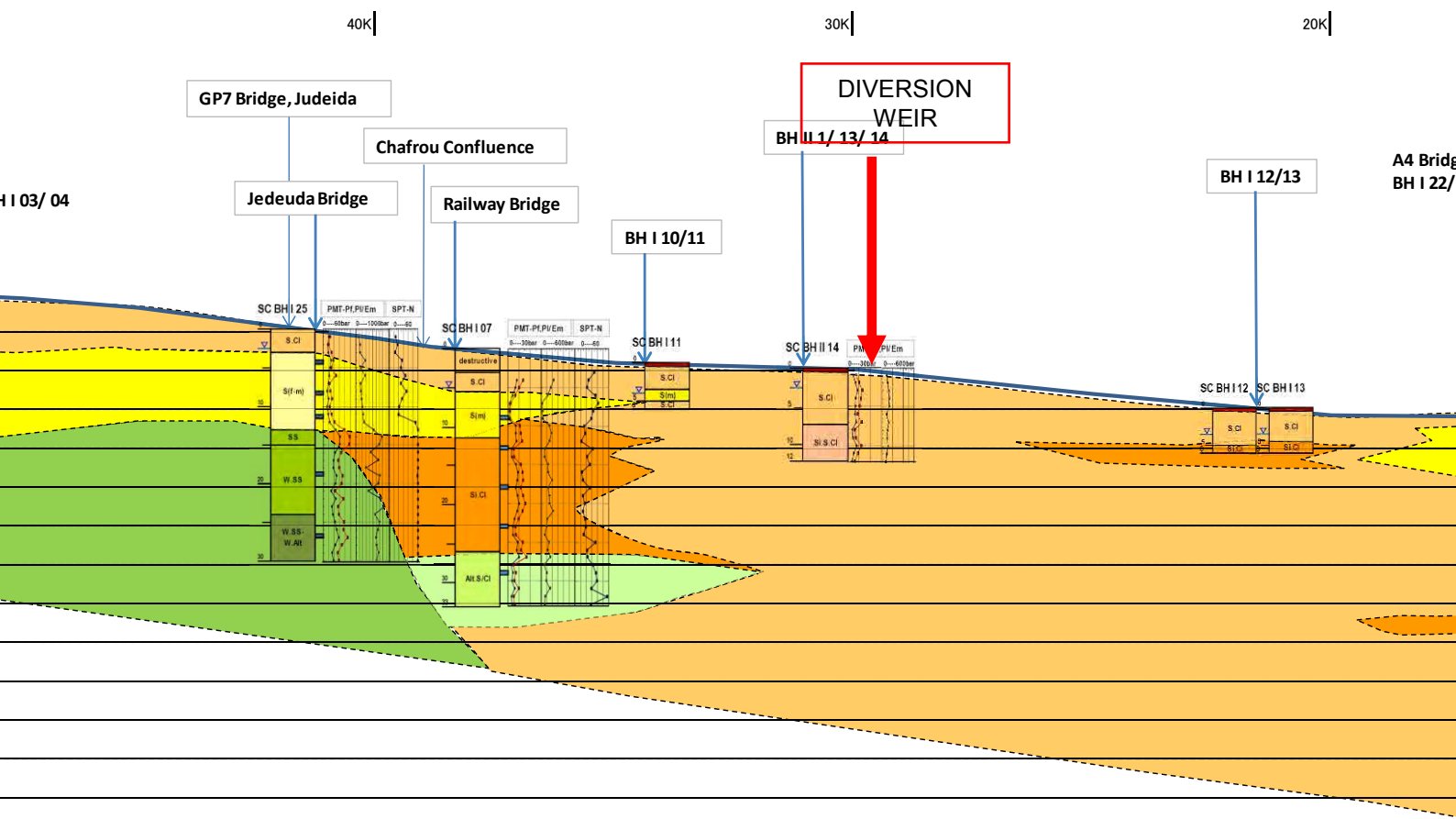


Figure 5.2-21 Les couches de sol présumées (Localité du barrage de déviation et déferlement)

## 2) Vanne de contrôle de débit

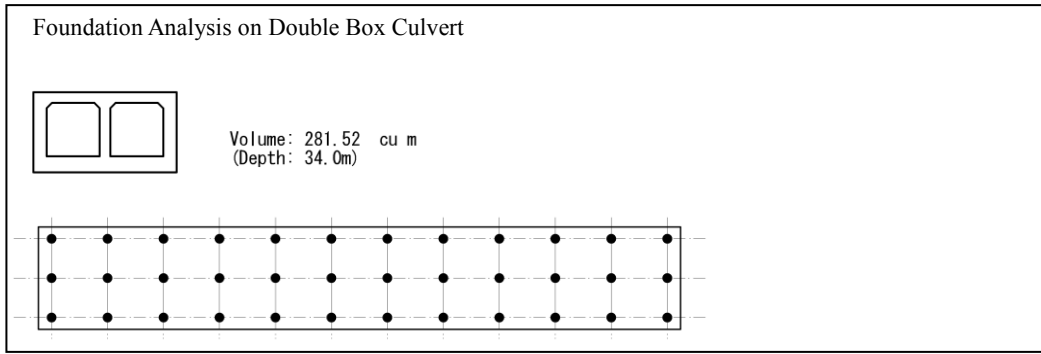
La figure suivante montre une couche de sol. Bien qu'elle n'offre aucune information sur le sol de support, le sondage des environs permet d'obtenir une capacité portante admissible de 470 kN/pieu en présumant un sol de support de 10m de profond ayant une valeur N d'environ 20.

### a) Vanne du canal de décharge (2 séries de dalots)

Par la charge totale, on peut obtenir le nombre de pieux nécessaires pour le pilier de vannes intermédiaire comme suit :

$$16\,205 / 470 = 34,5 \rightarrow 36 \text{ pieux}$$

Pour cet ouvrage, également, il convient d'effectuer un sondage par forage jusqu'au sol de support (Valeur d'essai N). Le résultat du calcul est indiqué comme suit :




b) Vanne du canal latéral (1 série de dalot)

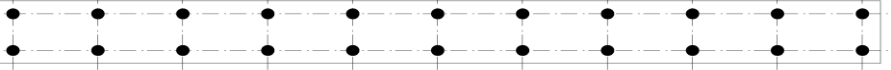
Par la charge totale, on peut obtenir le nombre de pieux nécessaires pour le pilier de vannes intermédiaire comme suit :

$$9\,650 / 470 = 20,5 \rightarrow 22 \text{ pieux}$$

**Foundation Analysis on Single Box Culvert**



Volume: 181.56 cu m  
(Depth: 34.0m)

<b>Calculate bearing capacity of the pile</b>			
Pile diameter	D=		0.5 (m)
Pile length	L=		10 (m)
Area of the tip	Ap=	(m) =3.14×0.5 <sup>2</sup> /4=	0.196 (m <sup>2</sup> )
Circumferential length	U=	(m) = π ×0.5=	1.571 (m <sup>2</sup> )
Bearing capacity of the pile tip	qd	=200 · N · Ap (kN/m <sup>2</sup> ) (m <sup>2</sup> ) =200×20×0.196=	(Assumption N=20) 784 (kN)
Skin friction	fi=40 (kN/m <sup>2</sup> )	Soil nature:Si-CL (m) (m) (kN/m <sup>2</sup> )	Method of pilong : Driving
	U · Σ Li · fi	=1.571×10×40=	628 (kN)
Ultimate bearing capacity(TOTAL)	Ru=		1,412 (kN)
Allowable bearing capacity of the pile	Ra	=Ru/3=	470 (kN/Pile)
LOAD(2-Box type)		(m <sup>3</sup> ) (kN/m <sup>3</sup> )	
Dead weight	Body	DL1	=281×25= 7,025 (kN)
Soil weight and liveload (TOTAL)		DL2	(m)(kN/m <sup>2</sup> )(kN/m <sup>2</sup> )(m)(m) =(2.0×20 + 10)×5.4×34= 9,180 (kN) 16,205 (kN)
LOAD(1-Box type)		(m <sup>3</sup> ) (kN/m <sup>3</sup> )	
Dead weight	Body	DL1	=182×25= 4,550 (kN)
Soil weight and liveload (TOTAL)		DL2	(m)(kN/m <sup>2</sup> )(kN/m <sup>2</sup> )(m)(m) =(2.0×20 + 10)×3.0×34= 5,100 (kN) 9,650 (kN)

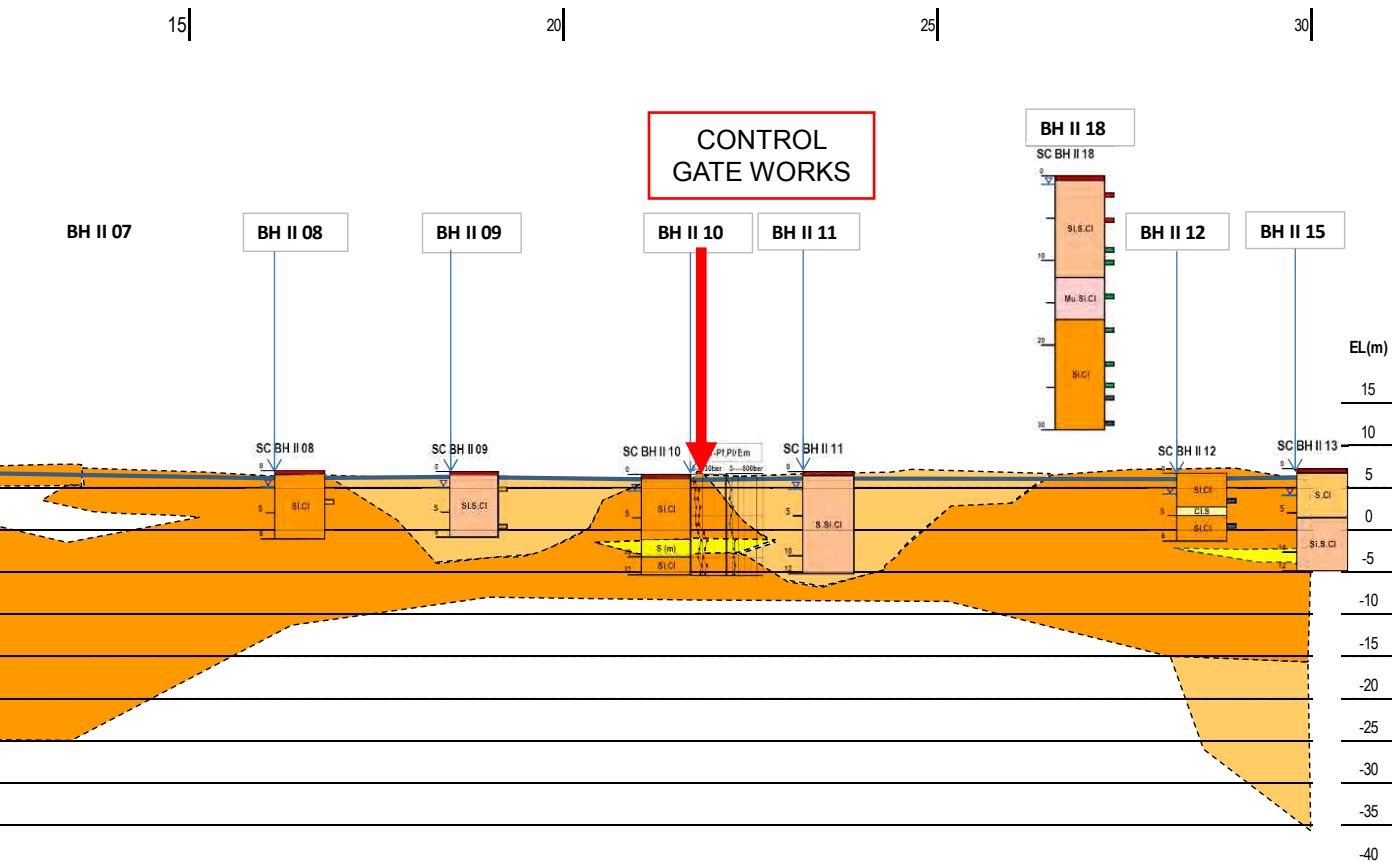


Figure 5.2-22 Les couches de sol présumés (Localité de la vanne de contrôle de débit)

### 3) Vanne de drainage

La figure suivante montre une couche de sol. Bien qu'elle n'offre aucune information sur le sol de support, le sondage des environs permet d'obtenir une capacité portante admissible de 780 kN/pieu en présumant un sol de support de 25m de profond ayant une valeur N d'environ 20. Par la charge totale, on peut obtenir le nombre de pieux nécessaires pour le pilier de vanne intermédiaire comme suit :

$$9\ 595 / 780 = 12,3 \rightarrow 18 \text{ pieux}$$

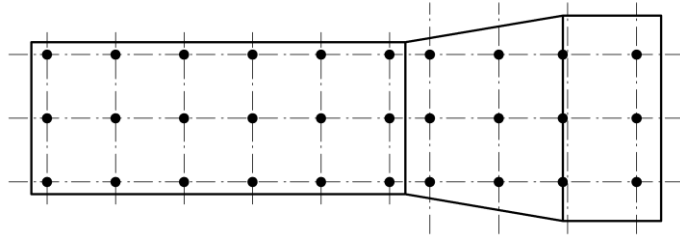
(La disposition des pieux exige un repère d'environ 3m / figure suivante, partie gauche)

Pour cet ouvrage, également, il convient d'effectuer un sondage par forage jusqu'au sol de support (Valeur d'essai N). Le résultat du calcul est indiqué comme suit :

Foundation Analysis on Single Box Culvert



Volume: 137.94 cu m  
(Depth: 9.5m)



Calculate bearing capacity of the pile

Pile diameter	D=		0.5 (m)
Pile length	L=		25 (m)
		(m)	
Area of the tip	$A_p =$	$= 3.14 \times 0.5^2 / 4 =$	0.196 (m <sup>2</sup> )
		(m)	
Circumferential length	$U =$	$= \pi \times 0.5 =$	1.571 (m <sup>2</sup> )
Bearing capacity of the pile tip	$q_d =$	$= 200 \cdot N \cdot A_p$ (kN/m <sup>2</sup> ) (m <sup>2</sup> ) $= 200 \times 20 \times 0.196 =$	(Assumption N=20) 784 (kN)
Skin friction	$f_f = 40$ (kN/m <sup>2</sup> )	Soil nature: Si-CL	Method of pilong : Driving
	$U \cdot \sum L_i \cdot f_i =$	(m) (m) (kN/m <sup>2</sup> )	
	$= 1.571 \times 25 \times 40 =$		1,571 (kN)
Ultimate bearing capacity(TOTAL)	$R_u =$		2,355 (kN)
Allowable bearing capacity of the pile	$R_a =$	$= R_u / 3 =$	780 (kN/Pile)
LOAD(2-Box type)		(m <sup>3</sup> ) (kN/m <sup>3</sup> )	
Dead weight	Body	$DL1 = 138 \times 25 =$	3,450 (kN)
		(m)(kN/m <sup>2</sup> )(kN/m <sup>2</sup> )(m)(m)	
Soil weight and liveload	$DL2 =$	$= (1.6 \times 20 + 10) \times 19 \times 7.7 =$	6,145 (kN)
(TOTAL)			9,595 (kN)

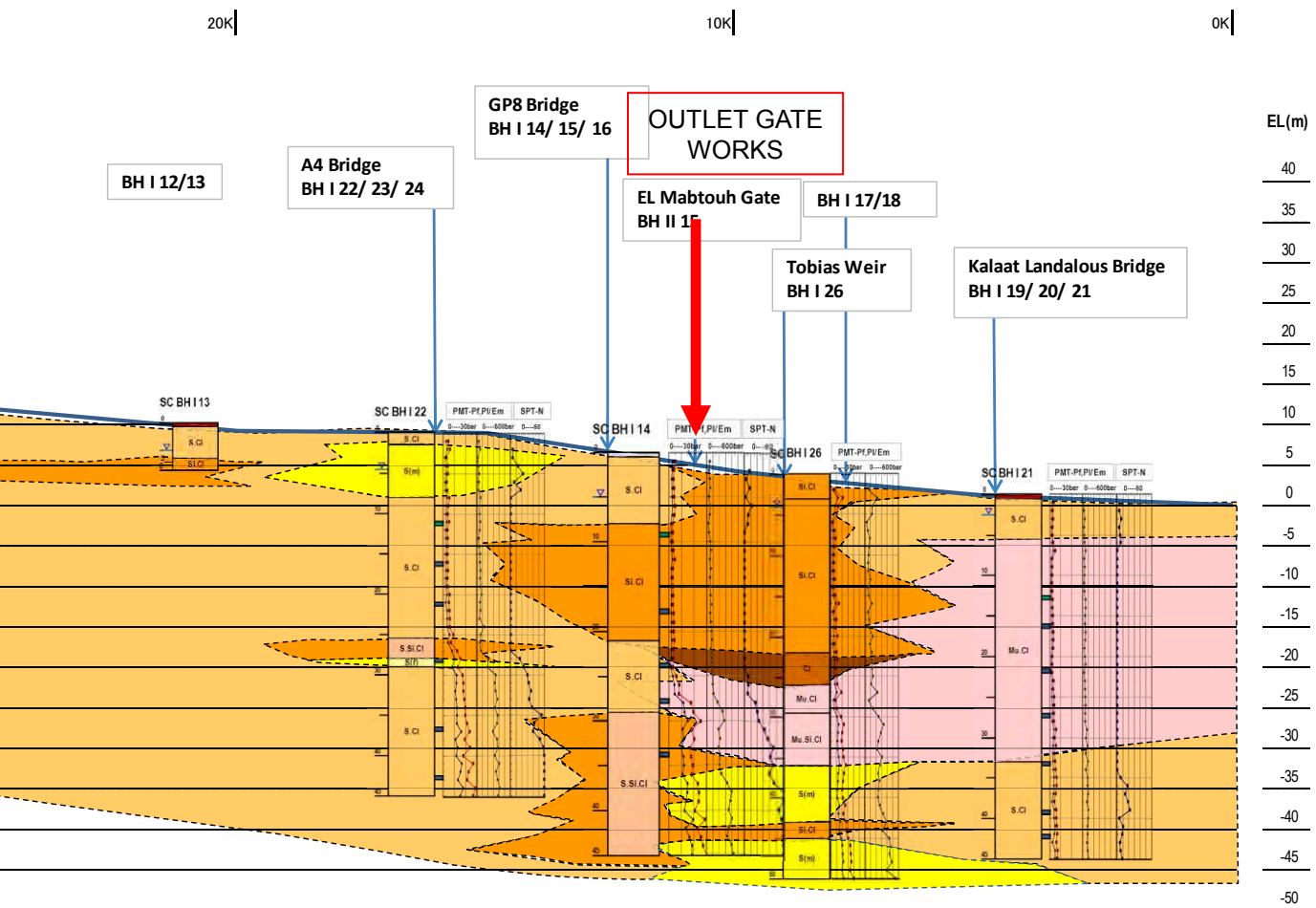


Figure 5.2-23 Les couches de sol présumées (Localité de l'ouvrage de décharge)

### **5.3 Les mesures à prendre pour les ouvrages non structuraux**

#### **5.3.1 La nécessité des mesures non structurales**

Comparées avec les mesures structurales, les mesures à prendre pour les ouvrages non structuraux, dites les mesures non structurales, se caractérisent par le fait qu'elles ne nécessitent pas un coût d'investissement énorme et qu'elles peuvent se réaliser dans un court délai d'intervention. Elles sont donc efficaces en tant que mesures préventives contre les inondations dépassant le niveau des crues conceptuelles. L'échelle des crues conçues dans le présent Projet correspond à la probabilité décennale. Ceci suggère l'importance de la prise en compte d'éventuelles inondations dépassant le niveau conceptuel. Il convient donc de prévoir l'ensemble des mesures à prendre pour les ouvrages non structuraux.

Dans la Zone D2 de l'oued Mejerda existent les zones riveraines urbanisées telles que Teboulba, El Battan, Jedeida, etc., qui ont vécu les inondations désastreuses dans le passé. Après la construction du barrage de Sidi Salem, ces zones riveraines ont vu certes une légère diminution des dégâts dus aux crues, mais à cause de la modeste capacité de décharge de l'oued, elles sont encore soumises aux désastres fluviaux qu'elles ont réellement vécus en 2006, 2009 et 2012. Les crues de l'oued Mejerda se caractérisent par l'élévation rapide du niveau d'eau. Le premier objectif des mesures non structurales consiste à diminuer des dommages humains.

Le barrage de Sidi Salem, le plus important des barrages situés dans le bassin de l'oued Mejerda, est un barrage polyvalent ayant une capacité de contrôle des crues de 280 millions de m<sup>3</sup>. Les eaux des inondations de janvier 2003 et d'avril 2009 ont risqué de dépasser le niveau limite du réservoir. Le barrage a été donc contraint de décharger avec un débit de 600m<sup>3</sup>/s à 700m<sup>3</sup>/s un volume d'eau certainement supérieur à la capacité de décharge du chenal en aval qui a été ravagé inévitablement.

En ces circonstances, pour ce qui est efficace contre tout dommage humain, il sera envisageable un système de prévision et d'alerte des crues ayant pour fonction l'analyse des niveaux d'eau et de l'éventualité de débordement des cours d'eau, ou un autre système d'alerte de décharge permettant d'analyser l'élévation du niveau d'eau en fonction de la décharge effectuée au niveau du barrage. À la Zone D2, le grand affluent oued Chafrou conflue avec le courant principal. Il est donc nécessaire de maîtriser le volume de décharge de l'ensemble du bassin versant pour mener à bien le fonctionnement du barrage.

En plus de la construction et de l'introduction desdits systèmes, il importe également l'incitation des habitants aux activités de lutte contre les inondations, la diffusion à temps et à propos des signaux d'évacuation et d'alerte, la construction d'un système de diffusion des signaux d'alerte qui concerne la communication, etc. en cas de crues, la sensibilisation de la conscience solidaire des habitants et des administrations à la lutte contre les inondations, etc.

En ce qui concerne la gestion des cours d'eau par le gouvernement, les rivières qui coulent dans des zones urbaines relèvent du Ministère de l'Équipement, et les rivières qui coulent dans d'autres zones sont de la compétence du Ministère de l'Agriculture. Et quant au suivi hydrologique, les données des précipitations et du débit relatives aux rivières sont collectées par la Direction Générale des Ressources en Eau, tandis que la collecte de celles relatives aux barrages est assurée par les barrages et la Direction

Générale des Barrages et des Grands Travaux Hydrauliques. La situation actuelle nécessite, par conséquent, une gestion par le système centrale et unifiée. En outre, les directives et manuels sur l'opération/exploitation des installations de gestion des cours d'eau ainsi que des ouvrages de barrage, etc. sont sous-développés.

### 5.3.2 Les mesures non structurales devant être effectuées

L'étude du plan directeur et l'étude préparatoire, effectuées dans le cadre de la coopération de la JICA, résument les mesures à prendre pour les ouvrages non structuraux telles que montrées au tableau suivant :

**Tableau 5.3-1 Mesures non structurales conçues dans les études existantes de la JICA**

Désignation	Composantes
Étude sur la Gestion Intégrée du Bassin axée sur la Régulation des Inondations dans le bassin de la Mejerda en République Tunisienne (janvier 2009)	1) Renforcement de la capacité de contrôle des crues des réservoirs dans le bassin de l'oued Mejerda ;
	2) Renforcement de la capacité du système de prévision et d'alerte des crues dans le bassin de l'oued Mejerda ;
	3) Renforcement du système d'évacuation et de lutte contre les crues dans le bassin de l'oued Mejerda ;
	4) Développement de la capacité organisationnelle pour le bassin de l'oued Mejerda ;
	5) Renforcement de la capacité de gestion et contrôle des plaines inondables ;
Étude préparatoire pour le Projet de Gestion Intégrée et de Lutte contre les Inondations dans le bassin de l'oued Mejerda (janvier 2012)	1) Renforcement de la fonction de contrôle des crues des réservoirs ;
	2) Amélioration du système actuel de prévision et d'alerte des crues ;
	3) Amélioration du système actuel d'évacuation et de lutte contre les crues ;

Source : Rapport de l'étude du plan directeur (2009) et Rapport de l'étude préparatoire (2012)

Sur la base de la considération des résultats des dites études existantes et des résultats des enquêtes sur le terrain y compris les interviews effectuées dans la présente étude auprès des organismes concernés par la lutte contre les crues, les mesures à prendre envisageables dans le Projet pour les ouvrages non structurales, peuvent être résumées comme suit :

- 1) Système de prévision et d'alerte des crues ;
- 2) Système de gestion des barrages ;
- 3) Plan d'évacuation et de lutte contre les inondations ;
- 4) Renforcement organisationnel et développement de la capacité.

Les dites composantes constituant les mesures non structurales peuvent être résumés comme suit :

- 1) Basé sur le système actuel de SYCOHTRAC, le nouveau système de prévision et d'alerte des crues a pour fonction la prévision et l'alerte des crues par référence à la cote de plus hautes eaux dans la Zone D2, zone concernée par le tronçon d'amélioration des cours d'eau. Or, l'échelle de la crue conceptuelle pour la Zone D2, zone riveraine de l'oued Mejerda, correspond à la fréquence d'incident décennale. En cas d'incident, quand la crue ne dépasse pas cette échelle, le cours d'eau pourrait maintenir sa décharge normale s'il n'était pas nécessaire de tenir compte de l'écoulement

des eaux provenant du bassin de l'affluent, l'oued Chafrou, et des autres bassins versants autres que ceux visés ou des eaux déchargées dépassant l'échelle de la crue conceptuelle du barrage de Sidi Salem. C'est la raison pour laquelle ce système est prévu dans le Projet ;

- 2) Le système de contrôle des crues installé dans un barrage a pour fonction la collecte des données hydrologiques des crues. Parmi les données ainsi collectées, il convient de se servir des données relatives aux précipitations et au volume de décharge des barrages situés en amont du barrage, en l'occurrence celui de Sidi Salem, sur la base desquelles seront prévues les valeurs quantitatives des rubriques de suivi du barrage (niveau de l'eau retenue et débit de décharge du réservoir), afin de faire fonctionner les vannes du barrage de manière à mettre à l'abri le bassin versant situé en aval autant loin que possible de tout effet d'incident de crues ;
- 3) Les activités d'évacuation et de lutte contre les crues s'articulent avec le système de prévision et d'alerte des crues ayant pour fonction de calculer et de prévoir le niveau d'eau, sur la base duquel toute information sur l'évacuation sera diffusée au moyen d'information tel que la radio, la télévision, l'internet, la sirène ou autre auprès des habitants riverains de la Zone D2 de l'oued Mejerda. En temps normal sans incident de crue, il sera effectué l'ensemble des activités portant sur la révision du plan de gestion des crues (Plan bleu), l'exercice de lutte contre les crues pour la sensibilisation de la conscience des habitants à la lutte contre les crues, la mise en place de la cartographie des risques, etc.
- 4) Le pouvoir, ayant trait à la gestion des cours d'eau ainsi qu'au système de collecte des informations hydrologiques, est confié conjointement à plusieurs organismes à la fois du gouvernement et des collectivités locales. Il convient donc d'instituer un organisme réunifiant toute fonction relative à la gestion des crues, telle que la diffusion des signaux d'alerte, la gestion des barrages, la gestion des cours d'eau, la gestion des informations hydrologiques. Or, les directives de la gestion des barrages et des cours d'eau sous forme de document n'existent pas à l'heure actuelle. Ainsi, de telles directives sont à élaborer.

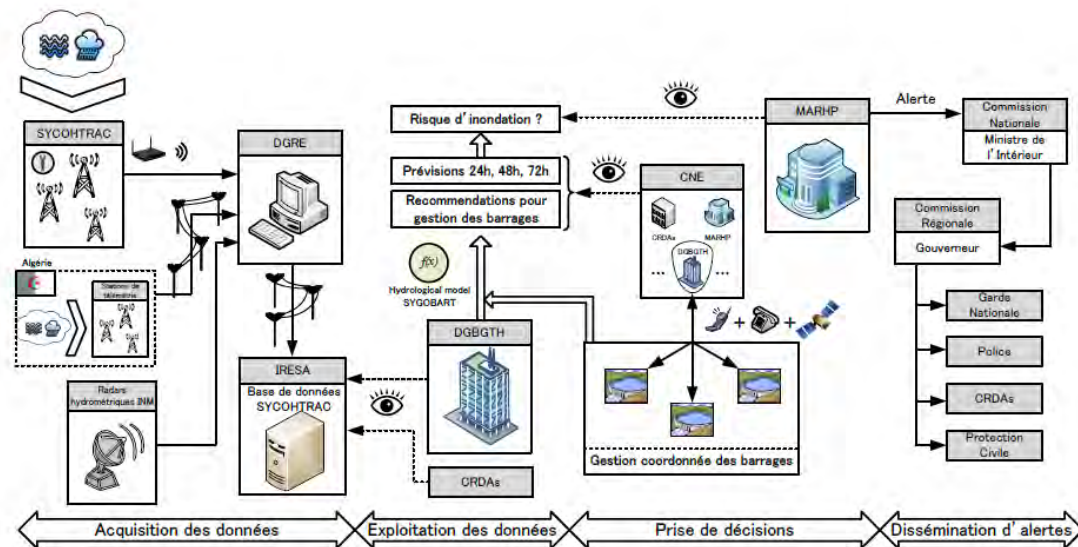
Pour les mesures non structurales décrites plus haut, il sera présenté dans les pages suivantes l'ensemble des améliorations proposées sur la base de l'analyse de l'état actuel de chacune des rubriques concernées et de la considération sur la nécessité et la conformité du Projet en tant que projet à réaliser dans le cadre du prêt d'APD, avant de clarifier l'étendue de la réalisation du Projet.

### **5.3.3 Améliorations proposées pour le système de prévision et d'alerte des crues (SYCOHTRAC)**

#### **(1) La prévision et l'alerte du système SYCOHTRAC**

Le concept du système SYCOHTRAC que la Direction Générale des Ressources en Eau (DGRE) projette d'aménager est schématisé comme suit :





Source: Rapport de l'étude préparatoire (II-68)

**Figure 5.3-1 Concept général du système SYCOHTRAC (état actuel)**

L'aperçu de ce système est décrit comme suit :

1) Acquisition des données

Le système SYCOHTRAC envoie à la DGRE les informations relatives aux précipitations et au niveau d'eau qui sont transmises au serveur spécifique de l'Institut National de la Recherche Agronomique de Tunisie (IRESA). Les Commissariats Régionaux au Développement Agricole (CRDA) et la Direction Générale des Barrages et des Grands Travaux Hydrauliques (DGBGTH) font accès au serveur de l'IRESA et obtiennent des données.

2) Analyse des données

Sur la base des données acquises, la DGBGTH se met à élaborer une hydrographie prévisionnelle de 24 heures et à évaluer des risques d'inondations ;

3) Analyse des données

Sur la base du résultat de la prévision, le Comité National de l'Eau (CNE) décide le volume de retenue et le volume de décharge et en informe chacun des barrages par téléphone fixe ou portatif ;

4) Diffusion des signaux d'alerte

S'il y a des risques d'inondations, le directeur du Ministère de l'Agriculture (MA) en avertit la Commission Nationale de Gestion des Catastrophes (CNGC), présidé par le Ministre de l'Intérieur.

**(2) Améliorations de prévision et d'alerte des crues dans le système SYCOHTRAC**

Les études existantes de la JICA ont considéré sous l'aspect technique l'ensemble des améliorations du système de prévision et d'alerte des crues sur la base de l'état actuel et des améliorations proposées pour le système SYCOHTRAC, dont les améliorations sont proposées comme suit :

- a. L'appareil de mesure du niveau d'eau du système SYCOHTRAC doit être intégré dans le système géodésique national tunisien de manière à s'exprimer en valeur d'altitude au-dessus du niveau de la mer;
- b. Aux points de suivi du système SYCOHTRAC doivent être ajoutés 14 points de suivi des précipitations et 15 points de suivi des niveaux d'eau (incluant 8 points de suivi bi fonctionnel de précipitations et de niveau);
- c. Toutes les données relevant des barrages, celui de Sidi Salem en principe, situés dans le bassin versant, et celles du système SYCOHTRAC doivent être unifiées. À mesure du développement du système de communication GPRS, l'unification de celui-ci avec le système de gestion des barrages paraît évidente.

Les coûts nécessaires pour les dites améliorations sont comme suit :

**Tableau 5.3-2 Coût des matériels hydrologiques supplémentaires du SYCOHTRAC**

Rubrique	Type	Quantité	Prix unitaire (TND)	Total (TND)
1) Précipitations;	Mesure de précipitations;	14	1 600	22 400
2) Précipitations et niveau d'eau ;	Mesure de précipitations et de niveau ;	8	2 200	17 600
3) Niveau d'eau;	Niveau d'eau ;	7	2 000	14 000
Total		29	-	54 000

Source: Rapport de l'étude préparatoire (Janvier 2012, V-205)

**Tableau 5.3-3 Coût d'amélioration du système de gestion des barrages**

Rubrique	Quantité	Prix unitaire (TND)	Total (TND)
1) Dispositif de suivi de décharge;	17 barrages	2 000	34 000
2) Système de contrôle des vannes;	17 barrages	320	5 440
3) Système d'accès à l'internet;	17 barrages	40	680
4) Système de transmission des données;	17 barrages	250	4 250
Total	-	-	44 370

Source: Rapport de l'étude préparatoire (Janvier 2012, V-208, 209)

La conception du système se réalise conformément au schéma conceptuel du système susmentionné. Les principales composantes conçues pour ce système sont indiquées ci-dessous. Basée essentiellement sur la conception du système SYCOHTRAC tel qu'il est actuellement, la présente conception considère l'intégration des améliorations citées plus haut. Les composantes prévues dans la conception sont résumées ci-dessous :

**Tableau 5.3-4 Composantes prévues dans la conception pour l'amélioration du système SYCOHTRAC**

Répartition	Composantes principales
a. Acquisition des données	1) Données des précipitations, niveau d'eau, niveau de réserve du barrage, affluence au barrage, volume de décharge ; 2) Données prévisionnelles telles que les précipitations et autres provenant des autres organismes concernés comme par exemple le ministère de la météorologie ;
b. Analyse des données	1) Hydrographie prévisionnelle incluant les données réelles (précipitations, niveau d'eau des cours d'eau, débits des barrages) ; 2) Conversion des données de l'hydrographie en données de niveau d'eau ;
c. Prise de décision	1) Critères de diffusion des signaux d'alerte ; 2) Système de diffusion des signaux d'alerte ; 3) Système de contrôle des barrages (niveau de réserve, volume de décharge) ; 4) Système de communication et de transmission des signaux d'alerte (DGBGTH-MA-NDMC au niveau gouvernemental) ;
d. Diffusion d'alerte	1) Diffusion d'alerte, système d'information (NDMC-RDMC-Police, CRDAs, ORTC au niveau gouvernemental et régional) ; 2) Système de communication et de transmission auprès des habitants des zones concernées.

**(3) Les composantes envisageables dans le cadre du prêt d'APD**

Le budget annuel de la Direction Générale des Ressources en Eau est de 700 mille TND. Pour l'approvisionnement en matériel et équipement, la direction conclut un contrat de 10 ans avec la société française OTT. Le contrat envisage à la date de septembre 2012 un approvisionnement matériel de 300 mille TND avec un délai contractuel de 3 ans.

En ce qui concerne le budget pour l'amélioration du système SYCOHTRAC et l'introduction du système de prévision et d'alerte, comme l'indique le tableau susmentionné, le coût d'investissement total (matériel et système) est de 100 mille TDN, montant pouvant être couvert par son budget. Et d'autant plus que le schéma conceptuel du système est déjà élaboré, il convient d'estimer que la conception du système pourra être prise en charge par la partie tunisienne.

Tout cela suggère que le présent système ne concerne pas le prêt d'APD de la JICA.

#### **5.3.4 Système de contrôle des crues des barrages**

##### **(1) La situation actuelle du système de gestion des crues et des barrages dans le bassin de l'oued Mejerda**

Les informations hydrologiques des barrages gérées par la Direction Générale des Barrages et des Grands Travaux Hydrauliques (DGBGTH) ne sont pas encadrées par un système articulé avec le système SYCOHTRAC, dont l'exploitation et la gestion appartiennent à la Direction Générale des Ressources en Eau. De ce fait, les informations du système SYCOHTRAC ne sont pas valorisées au niveau du système de gestion des barrages sur le plan du contrôle des crues. La réunification des systèmes doit attendre donc le renouvellement du système de communication GPRS.

C'est seulement le barrage de Sidi Salem qui fonctionne avec ses propres règles de fonctionnement, alors que les autres barrages ne fonctionnent que suivant la pratique empirique. Quant au fonctionnement des réservoirs en cas de crues, la plupart des barrages ne peuvent pas suffisamment valoriser la capacité de contrôle des crues. Le document d'exploitation des barrages attribue le taux de valorisation de la capacité de contrôle des crues seulement 13% au barrage de Silliana (inondation de décembre 2003), 18% au barrage de Bou Heurtma (inondation de janvier 2003) et 55% (idem) au barrage de Sidi Salem, alors que 96% au barrage de Mellegue.

La capacité de contrôle des crues des 8 principaux barrages en Tunisie est au total de 530 millions de m<sup>3</sup>, dont 388 millions de m<sup>3</sup> relèvent des barrages de Sidi Salem et de Mellegue, représentant 75% de la capacité totale. Surtout que le barrage de Sidi Salem se situe à l'amont avec une capacité de contrôle de 285 millions de m<sup>3</sup>. Par conséquent, il convient de se focaliser sur l'amélioration de la mise en valeur de la capacité de contrôle des crues du barrage de Sidi Salem pour mener à bien la gestion efficace des crues.

##### **(2) La situation actuelle du système de gestion des crues du barrage de Sidi Salem**

La fonction du système actuel du barrage de Sidi Salem consiste à collecter les données de suivi hydrologiques des bassins versant en aval du barrage par téléphone ou fac-similé, sur la base desquelles le fonctionnement et la décharge du barrage sont déterminés.

Alors que le nouveau système prévu pour la gestion des crues consiste en plusieurs systèmes ayant pour fonction : a. la collecte des données de suivi hydraulique et hydrologique; b. le traitement des données de suivi; c. le calcul de des précipitations et débits prévisionnels ; et d. le fonctionnement des vannes de crues.

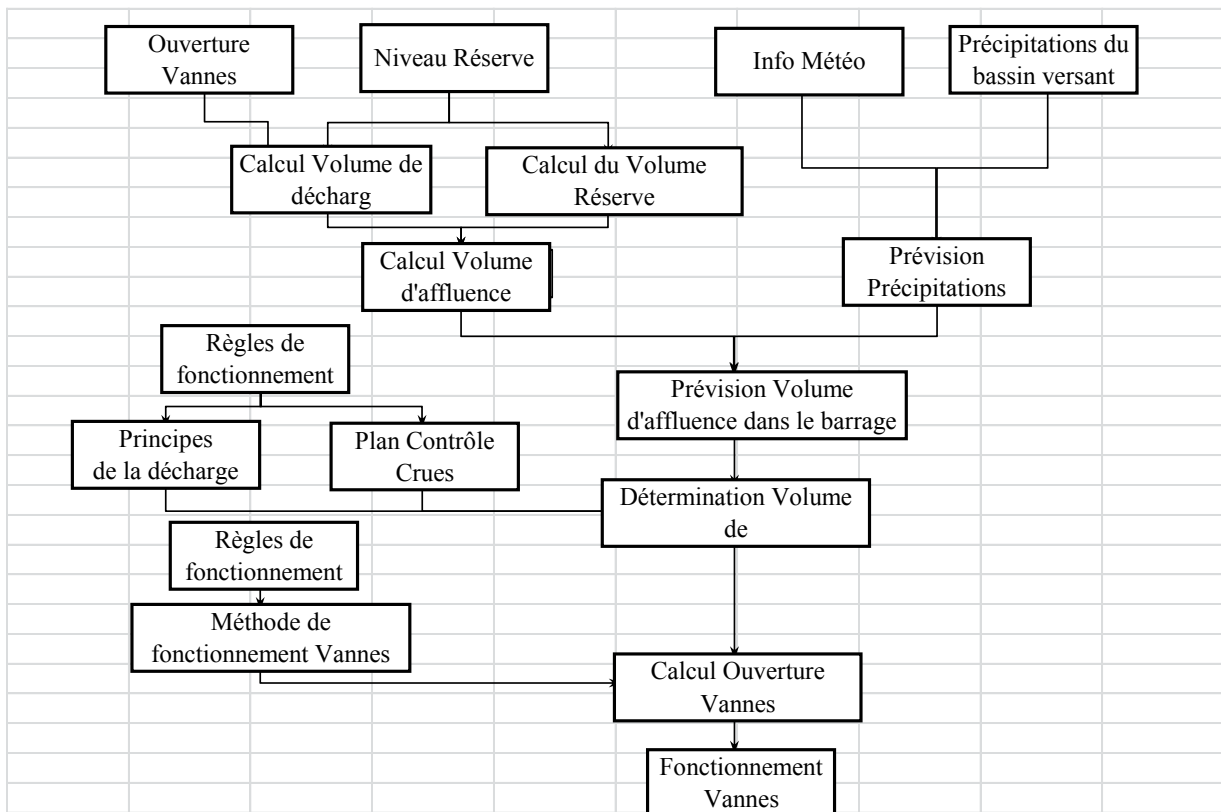
Pour l'incident des crues de janvier 2003 de l'oued Mejerda, le volume de décharge du barrage de Sidi Salem n'aurait pas pu être maintenu au-dessous du débit sans risque de débordement de l'aval à cause des quatre crues de pointe qui ont eu lieu successivement. Il convient donc d'aménager un système capable de faire valoriser au maximum autant de données qu'elles sont disponibles pour maintenir la fonction normale des vannes, par exemple, même s'il n'est pas possible de collecter autant de données de suivi qu'elles sont souhaitées.

##### **(3) Améliorations proposées pour le système de gestion des crues du barrage de Sidi Salem**

La gestion d'un barrage, bien qu'elle soit fondée sur la considération du contexte historique et des caractéristiques locales et régionales, doit suivre les principes suivants :

- 1) Les matériels et équipements pour le fonctionnement du barrage doivent fonctionner, dans quelles conditions que ce soit, suivant les objectifs tels qu'ils étaient prévus initialement ;
- 2) En cas de crues, il ne faut effectuer la décharge excessive en aucun cas.

La gestion des crues par le biais de barrage a pour but de réduire au maximum des dommages occasionnés par les crues dans les zones en aval du barrage de Sidi Salem où doit être mis en œuvre un contrôle efficace et approprié pour faire face à de différentes inondations se produisant dans le bassin versant de l'oued Mejerda. Au Japon, le contrôle des crues d'un barrage s'effectue selon la procédure suivante :



Document: Procédure à suivre pour la gestion d'un barrage (Centre d'aménagement de l'environnement des sources de barrage, Fondation d'utilité publique avec la personnalité juridique)

**Figure 5.3-2 Procédure de contrôle des crues d'un barrage**

La considération de la gestion des crues du barrage consiste à faire des calculs pour le contrôle des crues par référence aux inondations vécues dans le passé, de manière à ne pas dépasser la capacité de décharge du lit de cours d'eau de l'aval, à savoir  $800\text{m}^3/\text{s}$ , conformément aux règles de fonctionnement du barrage et sur la base de la procédure susmentionnée. Les crues du passé présentent un problème lié au fait que le volume de contrôle des crues du barrage de Sidi Salem n'a pas été suffisamment mis en valeur. S'il y a un procédé de contrôle des crues (degré d'ouverture des vannes et volume de contrôle des crues) capable de valoriser au maximum le volume des crues le plus important de 285 millions de  $\text{m}^3$ , celui-ci sera le procédé définitif. Par conséquent, il convient de faire des calculs pour le contrôle des crues à condition de réviser les règles de fonctionnement du barrage actuelles. Les composantes à considérer sont énumérées comme suit :

**Tableau 5.3-5 Système de gestion des crues du barrage de Sidi Salem**

Désignation	Principales composantes à considérer
a. Collecte des données	1) Données sur précipitations, niveau d'eau, niveau de réserve, volumes d'affluence et décharge; 2) Identification des crues à considérer (3 inondations y compris les plus importantes);
b. Révision des règles de fonctionnement du barrage de Sidi Salem	1) Maîtrise du procédé de contrôles des crues; 2) Maîtrise des degrés d'ouverture des vannes et le volume de décharge;
c. Considération de procédé de contrôle des crues	1) Calculs pour le contrôle des crues suivant les règles de fonctionnement actuelles; 2) Calculs pour le contrôle des crues suivant les règles révisées (propositions) ; 3) Considération du volume de contrôle des crues, degrés d'ouverture des vannes; 4) Fonctionnement adaptable au cas de dépassement du cadre de projet;
d. Propositions pour la révision des règles de fonctionnement	1) Mise en ordre des résultats des calculs pour le contrôle des crues; 2) Propositions pour la révision des règles de fonctionnement;

Source: Équipe d'étude de la JICA

#### **(4) Les composantes envisageables dans le cadre du prêt d'APD**

En considération de la situation actuelle de la gestion des barrages effectuée par la partie tunisienne, il s'avère que la coopération japonaise est nécessaire pour la construction et l'introduction du système de gestion des crues du barrage de Sidi Salem décrit ci-dessus. Dans le cadre du prêt d'APD, un manuel de gestion des crues sera élaboré à condition que les règles d'opération du barrage de Sidi Salem montrées dans le tableau ci-dessus soient révisées. Aucun matériel ni équipement le concernant ne sera approvisionné. Par ailleurs, l'adaptabilité ou non de l'introduction du logiciel « Système relatif à la gestion des crues » mentionné plus bas à l'alinéa 7.4 concernant la valorisation des techniques du Japon devra être examinée en tenant compte du lien avec le SYCOHTRAC prévu par la Direction Générale des Ressources en eau.

#### **5.3.5 Activités d'évacuation et de lutte contre les crues**

##### **(1) La situation actuelles des activités telles qu'elles sont à présent pour l'évacuation et la lutte contre les inondations**

La mise en œuvre des activités de lutte contre les inondations appartient à l'Office Régional de la Protection Civile (ORPC) sous la direction de l'Office Régional de la Gestion des Catastrophes (ORGC). Au niveau de la Zone D2 de l'oued Mejerda, l'ORPC de la Délégation de Manuba est l'organisme public le plus important en la matière.

L'interview effectuée auprès de l'Office National de la Protection Civile (ONPC) avère un problème censé freiner la conduite efficace des activités d'évacuation. Or, les informations des crues doivent être transmises par l'ORGC à l'ORPC qui se met à diffuser les signaux d'alerte lorsque la crue se provoque. Ce problème est alors lié au fait que les informations des crues du Ministère de l'Agriculture n'arrivent toujours pas à l'ORPC de façon rapide et correcte, qui n'a donc pas lieu d'agir sans signaux d'alerte.

Dans les environs de la Délégation d'Ariana, située en aval de l'oued Mejerda, il s'avère certains problèmes liés aux phénomènes dus au comportement des habitants qui ont raté le temps d'évacuation, qui

ont négligé les signaux d'alerte diffusés par l'ORPC, ou qui ont refusé de partir pour s'occuper des animaux domestiques, etc. Ces problèmes relèvent des moyens de transmission des informations des crues et de la conscience peu sensible chez les habitants à la prévention des catastrophes et à la lutte contre les inondations.

De plus, les habitants avèrent encore un autre problème lié au fait que la diffusion des signaux d'alerte auprès des réfugiés ne peut pas être effectuée suffisamment parce qu'il manque des informations des crues devant être transmises par le Ministère de l'Agriculture en cas de crues.

Il en découle que les problèmes à résoudre pour l'évacuation en cas de crues sont résumés comme suit :

- 1) Manque des informations des crues devant être transmises du Ministère de l'Agriculture à l'Office Régional de la Protection Civile, de ce dernier aux habitants ;
- 2) Manque de préparatifs au niveau de l'Office Régional de la Protection Civile pour la lutte contre les inondations à cause du manque des informations des crues ;
- 3) Conscience des habitants devenant peu sensible à la lutte contre les inondations.

## **(2) Amélioration des moyens de partages et de diffusion des informations des crues**

Les problèmes susmentionnés liés à la transmission des informations des crues et à la diffusion des signaux d'alerte peuvent être résumés en 2 points qui sont : la transmission des informations des crues du Ministère de l'Agriculture à l'Office Régional de la Protection Civile et la transmission de ce dernier aux habitants. On peut estimer que le premier point pourrait être amélioré dans l'avenir si les systèmes SYCOHTRAC et GPRS pouvaient être améliorés. En effet, le schéma conceptuel du système SYCOHTRAC susmentionné montre que les informations émises par le Ministère de l'Agriculture sont transmises à la Commission Nationale de Gestion des Catastrophes, en plus de laquelle, elles sont adressées aussi à la Garde Nationale, au Commissariat de Police, aux Commissariats Régionaux au Développement Agricole (CRDAs) et à la Protection Civile.

Quant au dernier point, il convient de considérer les moyens de diffusion comme suit en vue de l'amélioration des communications entre la Protection Civile et les communautés locales :

### **1) Diffusion par télévision, radio, internet, SMS**

Presque tous les ménages riverains de l'oued Mejerda jouissent de la télédiffusion et leurs véhicules sont équipés d'une radio. En cas de crues, il paraît utile de diffuser les signaux d'alerte par télévision aux habitants qui restent chez eux en même temps que par radio au conducteur d'un véhicule et à ses compagnons.

L'interview effectuée auprès de la Direction Générale de la Ressource en Eau fait savoir que, si dans l'avenir le système GPRS est renouvelé, les informations hydrologiques et des crues seront publiées sur l'internet. On estime par conséquent que les organismes concernés et les habitants pourront se servir de ces informations.

Quant au service SMS, il est considéré efficace à l'heure actuelle en tant que moyen de communication d'autant plus que le système de téléphone portable est développé. En cas de crues, il est utile que la Protection Civile et les habitants se communiquent par SMS en tant qu'émetteur et récepteur et



vice-versa.

**2) Diffusion d'alerte par voie de patrouille, diffusion à travers du réseau Imada**

Ce moyen de diffusion des messages d'avertissement se base sur le système tel qu'il fonctionne actuellement avec le réseau de communications de patrouille de la Protection Civile et celui de la communauté locale Imada. Il y a lieu d'attendre beaucoup de ces réseaux de communications quand ils fonctionnent en collaboration avec les autres systèmes de communications tels que la radio, l'internet, le SMS, etc.

**(3) Sensibilisation de la conscience communautaire à la lutte contre les inondations**

Le Gouvernorat de Manouba dispose d'un plan de lutte contre les inondations (Plan bleu) bien établi dans lequel sont inscrits les points inondables, les routes inondables et inutilisables en cas de crues situés dans ses environs, le plan d'activités contre les inondations (sites de refuge, matériels anti-crues, réseaux de diffusion des informations des catastrophes).

Il est prévu dans le Projet l'ensemble des activités, en tant que mesures incitatives à la sensibilisation de la conscience communautaire à la lutte contre les inondations, qui consistent à réunir d'abord les habitants de la communauté et l'organismes de prévention des catastrophes (Office Régional de la Protection Civile de Manouba), comme ce qui a été expérimenté dans l'étude du plan directeur, et ensuite à confirmer ensemble les zones vulnérables aux crues, les routes d'évacuation disponibles, les moyens et méthodes d'information et de communication, etc., et finalement à compiler tous ces éléments dans un plan de lutte contre les inondations. La mise en place d'une carte d'évacuation sera accompagnée de la simulation de débordements compilée par l'équipe d'étude de la JICA. La carte d'évacuation d'une Délégation représentative (Jedeida), établie par la collaboration entre la JICA et la Protection Civile de Manouba dans l'étude du plan directeur de la JICA, est indiquée ci-dessous :



Source: Étude du plan directeur (2009)

**Figure 5.3-3 Carte d'évacuation (Jedeida)**

On peut estimer que les points vulnérables aux inondations de la Zone D2 se situent dans les Délégations telles que Tebourba, El Battan, Jedeida, El Henna (adjacent du site considéré pour la déviation du bassin de retenue d'El Mabtough), etc. Il convient de sélectionner, parmi ces Délégations susceptibles d'être affectées par la montée des eaux, une Délégation représentative qui sera dévouée à la considération de toute activité de sensibilisation de la conscience communautaire à la prévention des catastrophes. Quant aux activités d'évacuation, il faut prévoir, de préférence, des exercices sur le terrain, sinon de simples exercices dans le bureau. Les composantes prévues en la matière sont indiquées ci-dessous :

**Tableau 5.3-6 Composantes prévues dans l'amélioration du système d'alerte et la conception de la sensibilisation de la conscience communautaire à la lutte contre les inondations**

Composantes	Objectif	Méthode/Mesures envisageables
a. Amélioration du système de communication et d'alerte ;	Améliorer le système d'alerte des collectivités et des communautés locales ;	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) Diffusion des informations des crues à travers la TV, la radio et sur l'internet;</li> <li>2) Usage du SMS pour l'échange d'alertes et d'informations ;</li> <li>3) Sirène d'alerte ; Amélioration du système de transmission existant (avertissement par patrouille et réseau d'Imada);</li> </ol>
b. Renforcement des capacités et sensibilisation de la conscience pour l'amélioration de la résistance aux aléas d'inondations dans la communauté régionale.	Renforcer les capacités et sensibiliser la conscience à la réduction des risques d'inondations dans la communauté régionale.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1) Révision du plan bleu existant                             <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Dissémination des zones inondables ;</li> <li>b. Révision et vérification des lieux d'évacuation, zones inondables ;</li> <li>c. Routes d'évacuation du Plan bleu ;</li> <li>d. Révision et vérification du plan d'activités et des équipements anti-crues ;</li> </ol> </li> <li>2) Exercices de simulation de la lutte contre les inondations ;</li> <li>3) Préparation des cartes des risques d'inondations ;</li> <li>4) Proposition d'un nouveau plan de lutte contre les inondations (plan bleu).</li> </ol>

**(4) Les composantes envisageables dans le cadre du prêt d'APD**

Pour les activités d'évacuation et de lutte contre les inondations dans le cadre du prêt d'APD, les « composantes prévues dans l'amélioration du système d'alerte et la conception de la sensibilisation de la conscience communautaire à la lutte contre les inondations » susmentionnées seront mises en œuvre. À noter qu'aucun matériel ni équipement le concernant ne sera approvisionné.

**5.3.6 Renforcement organisationnel et institutionnel, développement de la capacité**

**(1) La situation actuelle du renforcement organisationnel et institutionnel et du développement de la capacité**

Comme l'indique la description plus haut, au niveau à la fois du gouvernement et des collectivités locales, les pouvoirs liés à la gestion des crues sont disséminés à plusieurs organismes. Il convient donc d'établir une organisation centrale intégrant toutes les fonctions ayant trait aux crues telles que la gestion des crues, la prévision et l'alerte des crues, la gestion des barrages, la gestion des cours d'eau, la gestion des informations hydrologiques, etc. À noter qu'il est nécessaire d'établir les directives les concernant, du fait qu'il manque les directives pour la gestion des barrages et des fleuves sous forme de document.

**(2) Les composantes d'amélioration**

La réorganisation du Ministère de l'Agriculture et le développement de la capacité de gestion des barrages et structures fluviales ainsi que du système de prévision et d'alerte des crues seront effectués selon les orientations suivantes :

- a) Au niveau à la fois du gouvernement et des collectivités locales, les pouvoirs liés à la gestion des crues sont disséminés à plusieurs organismes. Il convient donc d'établir un système centralisé intégrant toutes les fonctions ayant trait aux crues telles que la gestion des crues, la prévision et l'alerte des crues, la gestion des barrages, la gestion des cours d'eau, la gestion des informations hydrologiques, etc.;

b) Il n'existe à l'heure actuelle aucune littérature officielle consacrée à la compilation des normes, standard et critères de calcul et de conception pour la gestion de barrages, les directives de planification de la protection contre les inondations et de l'aménagement des cours d'eau. Une fois les systèmes réunifiés, ces directives seront établies.

Le tableau suivant montre les composantes du programme à prendre en compte sur la base de l'orientation ci-dessus.

**Tableau 5.3-7 Composantes pour l'amélioration organisationnelle et institutionnelle, développement de la capacité**

Composante	Organismes ou établissements concernés	Rubriques principales à considérer
a. Renforcement organisationnel et institutionnel des entités chargées de la gestion des crues ;	DGRE, DGBGTH	1) Renforcement organisationnel particulièrement des entités chargées de la gestion des crues et des cours d'eau ; 2) Répartition des tâches avec le Ministère de l'Équipement (ME) pour la gestion et la compétence des cours d'eau ; 3) Répartition des tâches avec la Direction de l'Irrigation pour la coordination, la gestion et la compétence ; 4) Propositions pour la réorganisation ;
b. Préparation des normes, standard, critères et directives des ouvrages de gestion des cours d'eau ;	Oued Mejerda, barrages situés dans le bassin versant de Mejerda, bassin de retenue d'El Mabtough ;	1) Coordination du plan de prévention des inondations et de l'usage des eaux (irrigation, eau potable) ; 2) Gestion des cours d'eau et des barrages ; 3) Directives d'opération et de gestion des structures fluviales (barrages, bassins de retardement, vannes).

### (3) Les composantes envisageables dans le cadre du prêt d'APD

Pour les activités du renforcement organisationnel et du développement de la capacité seront envisagées les composantes suivantes dans le cadre du prêt d'APD de la JICA. À noter qu'aucun matériel ni équipement le concernant ne sera approvisionné.

**Tableau 5.3-9 Composantes à considérer pour le renforcement organisationnel et le développement de la capacité**

Répartition	Principales composantes principales à considérer
a. Renforcement organisationnel ;	1) Amélioration du système de diffusion des signaux d'alerte; 2) Partage des tâches entre les MA et ME en matière de la gestion des cours d'eau ;
b. Renforcement de capacités.	1) Gestion des cours d'eau et des barrages (ateliers, directives et formations) ; 2) Mise en place des directives (exploitation et gestion des ouvrages fluviales et de bassins de retardement)

Source: Équipe d'étude de la JICA

### 5.3.7 Mesures non structurales mises en œuvre pour le projet de contrôle des crues de l'oued Mejerda

Les composantes envisageables dans le cadre du prêt d'APD susmentionné, les mesures non structurales se réalisent suivant les organismes et les zones qui sont présentés comme suit :

**Tableau 5.3-10 Mesures non structurales mises en œuvre pour le projet de contrôle des crues de l'oued Mejerda**

N°	Mesures non structurales envisageables	Organismes concernés	Site de projet
1	Système de gestion des crues du barrage;	DGBGTH	Barrage de Sidi Salem
2	Plan d'activités de diffusion des signaux d'alerte, d'évacuation et de lutte contre les inondations;	MA ONPC, CRDA	Oued Mejerda (Zone D2)
3	Renforcement organisationnel et développement de la capacité.	MA (DGRE, GBGTH) MEq	Oued Mejerda

Source: Equipe d'étude de la JICA