

09849

SOMMAIRE

	Pages
1. Données disponibles	1
2. Conditions de stabilité à court terme initiales	1
3. Analyse du remblai de première phase	6
4. Analyse du remblai de deuxième phase	10
5. Conclusions préliminaires	13
6. Mise en place d'une souille en première phase - Substitution au-dessus de (-1,50)	16
7. Conditions de stabilité à court terme initiales - Remblais sur souille	18
8. Analyse du remblai sur souille de première phase	19
9. Comparaison de l'effet de la consolidation avec les résultats antérieurs	23
10. Analyse du remblai de deuxième phase	23
11. Mise en place d'un drainage des vases en première phase	27
12. Consolidation des vases, avec drainage interne, sous la sur- charge du remblai de première phase	28
13. Comparaison de l'effet de la consolidation avec les résultats antérieurs	29
14. Comparaison économique entre les diverses variantes	31
15. Conclusions générales	34

Organisation pour la Mise en valeur
du Fleuve Sénégal (OMVS)
Haut Commissariat
Centre Régional de Documentation
Saint-Louis

Barrage de DIAMA

Remblais d'accès R.G.

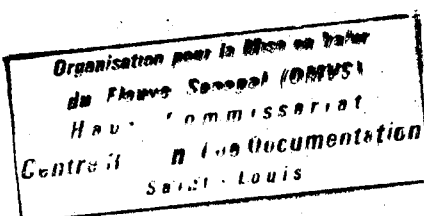
1. DONNEES DISPONIBLES

- 1.1. Coupe des terrains SE3, SE5/PG7, SE4, donc plancher des vases à (-10,00)
- 1.2. Cote minimale du T.N., à l'approche des ouvrages (+ 0,50), à l'aplomb de l'ancien sondage D'3 (dépression de R.G.)
- 1.3. Caractéristiques mécaniques à court terme (cf. croquis 9 - Chapitre 5) correspondant à : $C_{ul}(\text{scisso}) = 1,2 \text{ t/m}^2$ jusqu'à la cote (- 4,00)
 et à : $C_{ul}(\text{scisso}) = 0,27 \bar{\sigma}_{Vo}$ au-dessous de (- 4,00), soit $1,7 \text{ t/m}^2$ à la cote (-10,00)
- 1.4. Caractéristiques mécaniques à long terme (cf. § 4.6. - Chapitre 5) correspondant à $\phi' = 23$ à 24° $C' = 0$
- 1.5. Poids spécifique des vases saturées $\gamma_{sat} = 1,60 \text{ t/m}^3$
- 1.6. Caractéristiques oedométriques des vases et sables vasards données par les deux essais C.E.B.T.P. sur le sondage SC4 (cf. § 4.7. - Chapitre 5)
- 1.7. Remblai routier de largeur en crête $e_o = 20 \text{ m}$ à la cote (+ 4,00) dont les talus latéraux sont supposés à 3/1 des deux côtés (amont et aval), avec $C' = 0$ $\phi' = 25^\circ$ et $\gamma_h = 1,8 \text{ t/m}^2$

2. CONDITIONS DE STABILITE A COURT TERME INITIALES2.1. Condition de poinçonnement - charge ultime

2.1.1. Formules de Terzaghi :

$$q_{ult} = N_c C_u \quad (1)$$

où $N_c = (\pi+2)$ pour base lisse et $N_c = 8,7$ pour base rugueusesoit $q_{ult} = 6,20 \text{ t/m}^2$ à $6,80 \text{ t/m}^2$ avec $C_u = 1,20 \text{ t/m}^2$ où $C_u = C_{u(\text{scisso})}$ sans aucune correction au sens du § 5.3. du chapitre 5.
 ./...

2.12. Formule de Prandtl

$$q_{ult} = 5,5 C_u$$

soit $q_{ult} = 6,60 \text{ t/m}^2$ avec $C_u = 1,20 \text{ t/m}^2$

2.13. Formule correctrice de Mandel et Salençon

Compte tenu du rapport $\frac{2h}{B\sqrt{2}}$ toujours inférieur à 1,00, le diagramme de Prandtl n'est plus valable. Si on suppose que le niveau (-10,00) correspondant aux sables compacts sous-jacents, est assimilable à une assise rigide avec liaison rugueuse à (-10,00), ce qui est justifié dans la mesure où l'angle de frottement sable/argile à (-10,00) serait, à long terme, au minimum de 23° à 24° (*), la formule de Mandel et Salençon serait la suivante :

$$q_{ult} = N'_c C_u = F_c N_c C_u = 1,02 \text{ à } 1,21 (\pi+2) C_u \quad (2)$$

où F_c est fonction du rapport $\frac{B}{h}$. Ici $\frac{B_0}{h} = 1,90$ et $\frac{B_1}{h} = 3,90$ qui permet de sortir la valeur correspondante de F_c des abaques.

(*) Mandel et Salençon - Mexico 1969

soit donc $q_{ult} = 6,3 \text{ à } 7,5 \text{ t/m}^2$ avec $C_u = 1,2 \text{ t/m}^2$

où $C_u = C_{u(\text{scisso})}$ sans aucune correction au sens du § 5.3. du Chapitre 5.

2.14. L'effet sur C_u de la dessiccation superficielle ne peut pas être pris en compte, dans la mesure où il n'est pas net (voir croquis n° 9 - Chapitre 5). Il n'est guère possible de faire autre chose qu'une remarque qualitative, à savoir que si cet effet existe (il dépend de l'épaisseur et de l'homogénéité), il évitera toute amorce de poinçonnement de surface, et la "crouste" supérieure fera effet de tapis répartiteur des contraintes, vis-à-vis des vases sous-jacentes.

2.2. Charge admissible

Compte tenu d'un facteur de sécurité $FS = 1,25 \text{ à } 1,50$ suivant les résultats d'analyse globale des ruptures de remblais sur argiles molles (BJERRUM - Moscou 1973) pour des matériaux à I_p de l'ordre de 50 % (cf. § 4.8. - Chapitre 5), dont on remarquera qu'il correspondrait à un coefficient correcteur entre les valeurs $C_{u(\text{Scisso})}$ et $C_{u(\text{calcul})}$ de l'ordre de 0,80 à 0,66 (voir § 5.3. - Chapitre 5), la charge admissible serait donc, avec $C_u = 1,2 \text{ t/m}^2$:

$$q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS} = 4,1 \text{ à } 5,0 \text{ t/m}^2 \text{ pour } FS = 1,50 \\ = 5,0 \text{ à } 6,0 \text{ t/m}^2 \text{ pour } FS = 1,25$$

2.3. Dimensionnement du remblai de première phase

2.31. On admet pour le remblai routier une densité humide de l'ordre de $\gamma_h = 1,8 \text{ t/m}^3$.

2.32. Compte tenu des résultats antérieurs, la hauteur de remblai compatible avec la charge admissible peut s'écrire :

$$\begin{aligned} \text{Terzaghi } \frac{3,16}{FS} C_u > h_{1R} > \frac{2,86}{FS} C_u \quad (1) \\ \text{Mandel Salençon } (*) h_{1R} = \frac{3,46}{FS} C_u \quad (2) \end{aligned} \quad \boxed{\text{Moyenne } h_{1R} = \frac{3,16}{FS} C_u (***)} \quad (3)$$

(*) avec $F_c = 1,21$ valeur maximum correspondant à $B/h = 3,90$

(***) cette formule moyenne (3) correspondrait à la formule de Terzaghi avec base rugueuse, ou, suivant les résultats de Mandel et Salençon, à $F_c = 1,10$ soit $B'/h \approx 3,00$ suivant les hypothèses du § 2.13

./...

où C_u exprime la valeur de $C_{u(\text{calcul})}$ obtenu à partir de $C_{u(\text{scisso})}$. Il apparaît donc que, pour une hauteur de remblais de première phase h_{1R} donnée, on associe un doublet ($C_{u(\text{calcul})}$, FSl). Si l'on admet la relation de Bjerrum $C_{u(\text{calcul})} = \mu C_{u(\text{scisso})}$, à h_{1R} donnée, on associe un doublet (FSl, μ).

- 2.33. En appliquant la formule moyenne (3), ci-dessus, on obtient les graphiques suivants (FSl, μ) à $h_{1R} = \text{cste}$ et (h_{1R} , FSl) à $\mu = \text{cste}$ dont le tableau ci-dessous est extrait (voir croquis n° 1) :

$C_{u(\text{scisso})}$ (t/m ²)	$C_{u(\text{calcul})}$ (t/m ²)	$\mu = \frac{C_{u(\text{calcul})}}{C_{u(\text{scisso})}}$	FSl	h_{1R} (m)	Cote (R1) (IGN)
1,20	1,20 t/m ²	1,00	1,52		(+ 3,00)
	0,96 t/m ²	0,80	1,21	2,50	
	0,84 t/m ²	0,70	1,06		
	1,20 t/m ²	1,00	1,90		(+ 2,50)
	0,96 t/m ²	0,80	1,52	2,00	
	0,84 t/m ²	0,70	1,32		

- 2.34. Compte tenu du caractère provisoire du remblai de première phase qui ne servira que d'accès au chantier principal compte tenu de la cote atteinte par la crue centennale (+ 2,50 environ, suivant les calculs des lignes d'eau de 1972) au site de Diamas, nous proposons de retenir la valeur $h_{1R} = 2,50$ m que l'on peut associer au doublet (FSl = 1,21, $\mu = 0,80$) avec correction sur les valeurs de $C_{u(\text{scisso})}$ à rapprocher des conclusions préliminaires du Chapitre 5 (§ 5.3. et 5.4.), ou au doublet (FSl = 1,52, $\mu = 1,00$) sans correction sur les valeurs de $C_{u(\text{scisso})}$, en stabilité à court terme.

3. ANALYSE DU REMBLAI DE PREMIERE PHASE

3.1. Stabilité à court terme par la méthode des cercles

3.11. A partir des hypothèses retenues au paragraphe 1 ci-dessus, avec le remblai de première phase arasé à (+ 3,00), en adoptant un raisonnement en contraintes totales, avec le diagramme (C_u , Z) du §. 1.3., l'analyse et la stabilité par la méthode des cercles donne les résultats suivants, avec $h_{1R} = 0,50$ m

(*) $FS_{\text{Fellenius}} = 1,48$ pour les cercles tangents
 (***) $FS_{\text{Bishop}} = 1,57$ à la cote (- 2,00)

(*) $FS_{\text{Fellenius}} = 1,29$ pour les cercles tangents
 (***) $FS_{\text{Bishop}} = 1,47$ à la cote (- 4,00)

A partir du moment où les cercles sont tangents à une cote inférieure à (- 4,00), le facteur de sécurité augmente par rapport aux valeurs obtenues, dans la cas de la tangence à (- 4,00), en raison de l'accroissement de C_u avec la profondeur. Ceci se constate directement en traçant la courbe (FS, niveau de tangence) à $C_u = \text{cste} = 1,20$ t/m² où l'on observe que FS tend vers une asymptote au-delà de la tangence au niveau (- 4,00) (voir croquis n°2).

3.12. Le facteur de sécurité par la méthode des cercles est du même ordre de grandeur que celui pris sur les calculs de portance (§ 2.2. ci-dessus), soit de l'ordre de $FS_{\text{min}} = 1,30$ à 1,50.

3.2. Consolidation des vases sous la surcharge du remblai de première phase

3.21. Temps de consolidation

En admettant les hypothèses de Terzaghi, avec une couche homogène entre (+ 0,50) et (-10,00), drainée sur ses deux faces, (sables compacts entre (-10,00) et (-14,00) environ), avec les caractéristiques oedométriques des résultats de laboratoire (voir § 1.6. ci-dessus), on obtient les résultats suivants, avec $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$

(*) Programme Coyne et Bellier

(***) Abaques LCPC - PILOT/KACMAZ - 1967/68

où $C_v = (*) 4 \times 10^{-4}$ cm²/sec (C_v moyen correspondant à $\bar{\sigma} = 8$ t/m², soit à l'échantillon en milieu de couche, soit à (- 4,75) environ), sous l'action de la surcharge $q_1 = 4,50$ t/m² du remblai de première phase, et $2 H = 10,50$ m, soit $t_{\text{jours}} = 0,80 \times 10^4 T_v$:

U	T_v	jours	t années
10 %	8×10^{-3}	64	0,18
25 %	5×10^{-2}	400	1,10
35 %	1×10^{-1}	300	2,20
50 %	2×10^{-1}	1600	4,40

soit pour $t = 3$ ans $T_v = 13,70 \times 10^{-2}$ correspondant à $U = 42$ %

3.22. Dissipation des pressions interstitielles (drainage sur les deux faces)

Compte tenu de la durée du chantier, on suppose que le remblai de première phase reste en place pendant environ 3 ans, avant que la mise au gabarit final, si elle est possible, ne soit exécutée en fin de chantier.

Dans ces conditions, compte tenu du degré de consolidation ($U = 42$ %) atteint, on peut, à l'aide de l'isochrone correspondante, soit $T_v = 0,15$ environ, calculer les pressions interstitielles résiduelles suivant les résultats ci-dessous, avec $q_1 = 4,5$ t/m², avec $\Delta t = 3$ ans

$$(*) C_v = \frac{(1,27 + 6,80)}{2} \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec d'après essais sous}$$

$\bar{\sigma}_v = 8$ t/m². Notons que C_v varie de 1 à 7, entre les deux essais disponibles.

Cote	$Z/2H$	$u/q_1 = \alpha$	u (t/m ²)
(-0.50)	0	0	0
(-2.10)	0.25	0.633	2.85
(-4.75)	0.50	0.864	3.90
(-7.40)	0.75	0.633	2.85
(-10.00)	1.00	0	0

3.23. Contraintes effectives résultantes en fin de 1ère Phase :

A partir des résultats ci-dessus, le diagramme des contraintes effectives résultantes en fin de 1ère Phase peut être tracé avec l'hypothèse de drainage sur les deux faces :

Cote	Etat initial (t = 0)			Etat final (t = 3 ans)			$\Delta \bar{\sigma}_V$
	$\bar{\sigma}_{Vo}$	μ_o	$\bar{\sigma}_V$	$\bar{\sigma}_{V1}$	μ_1^{***}	$\bar{\sigma}_V$	
(+0.50)	0	0	0	4.50	0	4.50	4.50
(-2.10)	1.60	2.60	4.20	3.25	5.45	8.70	1.65
(-4.75)	3.15	5.25	8.40	3.75	9.15	12.90	0.30
(-7.40)	4.70	7.90	12.60	6.35	10.75	17.10	1.65
(-10.00)	6.30	10.50	16.80	10.80	10.50	21.30	4.50

Si l'on admet que l'accroissement (moyen $\Delta \bar{\sigma}_{Vm}$) des contraintes effectives sur l'épaisseur de la couche considérée et représenté par

* μ_o correspond à une nappe à (+ 0.50) sur le TN

** $\mu_1 = \mu_o + \alpha q$ où μ est donné par le tableau du § 3.22. ci-dessus

$\Delta \bar{\sigma}_V$, correspondant à $Z/2H = 25\%$ et 75% , soit aux cotes (-2.10) et (-7.40) on obtient donc : $\Delta \bar{\sigma}_{Vm} \approx 1.60 \text{ t/m}^2$.

Remarquons que $\bar{\sigma}_{Vo} + \mu_o = \sigma_{Vo}$

$$\bar{\sigma}_{V1} = \sigma_{V1} - \mu_1 = \bar{\sigma}_{Vo} + \mu_o + q_1 - (\mu_o + \alpha q_1) = \bar{\sigma}_{Vo} + (1 - \alpha)q_1$$

$$\text{soit } \Delta \bar{\sigma}_{Vm} = \bar{\sigma}_{V1} - \bar{\sigma}_{Vo} = (1 - \alpha)q_1$$

$$\text{où } \alpha = \frac{u}{q_1} \text{ de } Z = 0.50 H$$

3.24. Tassement résultant en fin de 1ère Phase :

En supposant que les niveaux (-2.10), (-4.75) et (-7.40) sont respectivement représentatifs de trois couches d'épaisseurs respectives 3,90 m, 2,70 m, et 3,90 m, le tassement final correspondant à la fin de la consolidation serait de 0,27 à 0,50 m, en supposant que $\Delta \bar{\sigma}_V = q_1 = 4,5 \text{ t/m}^2$, avec drainage sur les deux faces, d'après les résultats oedométriques sur SC 4.

Compte tenu du degré de consolidation atteint en fin de première phase, après $\Delta t \approx 3$ ans, le tassement correspondant sera donc de 0,12 à 0,20 m, soit un niveau de remblais de première phase final de (+ 2.80) à (+ 2.90).

4. ANALYSE DU REMBLAI DE DEUXIEME PHASE :

4.1. Caractéristiques mécaniques à court terme :

Compte tenu des résultats des calculs ci-dessus, en admettant que la relation entre la cohésion non drainée C_u et la contrainte effective est du type $C_u = 0.27 \bar{\sigma}_{Vo}$ (Voir § 1.3., ci-dessus), on obtient les caractéristiques mécaniques à court terme en fin de première phase (soit après un temps $\Delta t = 3$ ans du § 3.22.), avec $\Delta C_u = 0.27 \Delta \bar{\sigma}_{V(m)}$

./...

et un drainage sur les deux faces :

$$\Delta Cu = 0.27 \times 1.60 = 0,40 \text{ t/m}^2$$

soit donc

$$Cu_2 = 1,60 \text{ t/m}^2 \text{ jusqu'à la cote } (-4.00)$$

$$Cu_2 = 2,10 \text{ t/m}^2 \text{ à la cote } (-10.00)$$

à comparer directement aux valeurs du § 1.3.

4.2. Condition de poinçonnement - charge ultime de deuxième phase :

A partir des mêmes hypothèses qu'au § 2, les calculs permettent d'obtenir avec $Cu_2 = 1,60 \text{ t/m}^2$:

$$4.21. \text{ Terzaghi} \quad Q_{ult} = 8,2 \text{ t/m}^2 \text{ à } 9,1 \text{ t/m}^2$$

en deuxième phase

$$4.22. \text{ Mandel Salençon} \quad Q_{ult} = 8,4 \text{ à } 10,0 \text{ t/m}^2$$

4.3. Charge admissible en deuxième phase :

Dans les conditions ci-dessus, avec un facteur de sécurité $FS = 1.25$ à 1.50 , on obtient :

$$Q_{adm} = 5,5 \text{ à } 6,7 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } FS = 1.50$$

en deuxième phase

$$6,6 \text{ à } 8,0 \text{ t/m}^2 \quad \text{pour } FS = 1.25$$

4.4. Dimensionnement du remblais de dernière phase :

4.41. On admet pour le remblais routier une densité humide de l'ordre de $\gamma_h = 1.80 \text{ t/m}^3$.

- 4.42. Compte tenu des résultats antérieurs, la hauteur de remblais compatible avec la charge admissible peut s'écrire, suivant les hypothèses retenues au § 2.32. ci-dessus

$$\text{moyenne } h_{2R} = \frac{3.16}{FS} \times Cu$$

où Cu exprime la valeur de Cu (calcul) obtenue à partir du Cu (estimé) = Cu_1 (scisso) + $0.27 \Delta \bar{\sigma}$ du § 4.1. ci-dessus. Il apparaît donc que, pour une hauteur h_{2R} de remblais de deuxième phase donnée, on peut associer un doublet (Cu₂ (calcul), FS 2). Si l'on admet la relation de Bjerrum, sur le Cu₂ estimé
 Cu_2 (calcul) = μ Cu₂ (estimé), à h_{2R} donnée, on associe un doublet (FS2, μ).

- 4.43. En appliquant les formules ci-dessus, on obtient les graphiques suivants (FS 2, μ) à h_{2R} = cste, et (h_{2R} , FS 2) à μ = cste, dont le tableau ci-dessous est extrait (voir croquis n° 3) :

Cu ₂ (estimée) (t/m ²)	Cu ₂ (calcul) (t/m ²)	$\mu = \frac{Cu_2(\text{calcul})}{Cu_2(\text{estimé})}$	FS 2	H 2 R (m)	Cote (R2) IGN
1,60 t/m ²	1.60 t/m ²	1.00	1.69	3,00m	(+3.50)
	1.28 t/m ²	0.80	1.35		
	1.12 t/m ²	0.70	1.18		
	1.60 t/m ²	1.00	1.49	3.40m	(+3.90)
	1.28 t/m ²	0.80	1.20		
	1.12 t/m ²	0.70	1.04		

./...

- 4.44. Compte tenu du caractère définitif du remblais de 2ème Phase, compte tenu du fait que la cote strictement nécessaire au niveau du projet est de l'ordre de (+ 3.60), à laquelle il faut ajouter une provision nécessaire pour absorber les tassements prévisibles qui seront de l'ordre de 0.50 m, la cote du remblais de 2ème Phase serait de l'ordre de la cote (+ 4.00) environ.

Il apparaît donc des graphiques qui suivent et du tableau ci-dessus, qu'il sera tout juste possible d'atteindre la cote (+ 4.00), dans les mêmes conditions de sécurité que celles du remblais de première phase (voir § 2.34.), puisque, en stabilité à court terme :

$$(FS\ 2 = 1.20 , \mu = 0.80)$$

s'associent à $h_{2R} = 3.40\ m$, soit une cote du remblais de 2ème Phase de (+ 3.90)

$$(FS\ 2 = 1.49 , \mu = 1.00)$$

5. CONCLUSIONS PRELIMINAIRES

- 5.1. Compte tenu de l'ensemble des résultats qui précèdent la construction du remblais d'accès rive gauche et du remblais reliant l'extrémité Nord de la digue de bouchure au Tound Berete en rive droite, sur dix mètres de vase (*) pourrait se faire suivant un processus en deux phases :

- a) construction d'un remblais de première phase, sous la cote (+ 3.00), ce qui correspondrait, par le calcul, à partir des valeurs de $Cu_{(scisso)}$ (1.2 t/m³ jusqu'à la cote (- 4.00)) à un facteur de sécurité $FS = 1.21$ si l'on suppose $Cu_{(calcul)} = 0.80\ Cu_{(scisso)}$ ou à $FS = 1.52$ avec $Cu_{(calcul)} = Cu_{(scisso)}$.

- b) consolidation des vases sous une surcharge $q_1 = 4.50\ t/m^2$ pendant

(*) En fait, les dix mètres de vases ne sont probablement pas constants et l'épaisseur doit probablement diminuer, au fur et à mesure que l'on se rapproche des massifs dunaires Sud (Tound N'Guinor et Nord (Tound Berete)

$\Delta t = 3$ ans (*) temps nécessaire pour construire le barrage en béton et pour obtenir ΔC_u (estimé) = 0,40 t/m² en supposant que ΔC_u (estimé) = 0,27 x $\Delta \bar{\sigma}_v$ (ul).

- c) Construction d'un remblais de deuxième phase, sous la cote (+3.90), ce qui correspondrait, par le calcul, à partir des valeurs de C_u (estimé) (1,6 t/m² jusqu'à la cote (-4,00)) à un facteur de sécurité FS = 1,20 si l'on suppose C_u (calcul) = 0.80 C_u (estimé) ou à FS = 1.49 avec C_u (calcul) = C_u (estimé)

- 5.2. Compte tenu du caractère provisoire du remblais de première phase, la sécurité ainsi calculée semble acceptable (un remblais d'essais au cours des reconnaissances de 2ème Phase sera nécessaire pour vérifier les calculs préliminaires actuels). On rappelle que Bjerrum recommande après correction des valeurs de C_u (scisso), d'admettre FS = 1.30 environ.
- 5.3. Compte tenu de la provision pour tassements qu'il est nécessaire de prendre égale à 0.50 m environ, la cote (+4.00) des remblais définitifs peut être atteinte, avec le processus décrit au § 5.1. : avec une sécurité équivalente à celle de l'ouvrage provisoire de la première phase. La sécurité ainsi obtenue correspond au facteur de sécurité "en fin de construction" et ne peut, avec le temps, que croître à partir des résultats trouvés au stade actuel.
- 5.4. S'il s'avérait nécessaire de jouer sur la consolidation des vases pour améliorer les conditions de stabilité du remblais de deuxième phase, il n'est pas possible de jouer sur le temps de consolidation sans influencer sur le délai total du chantier, c'est pourquoi cette solution n'est pas envisagée. Il n'est donc plus que possible de jouer sur la vitesse de consolidation (accélération de la consolidation par drains de sables dans la couche de vase) ou sur l'épaisseur des vases à consolider à $\Delta t = 3$ ans constant.

./...

(*) Les valeurs de C_v obtenues des essais de laboratoire peuvent varier de 1 à 10 environ.

C'est cette dernière méthode qu'il est proposé d'analyser, d'abord, dans ce qui suit.

Une comparaison avec l'utilisation de drains de sables sera effectuée ultérieurement (§ 11, ci-après).

6. MISE EN PLACE D'UNE SOUILLE EN PREMIERE PHASE - SUBSTITUTION AU-DESSUS DE (-1.50)

- 6.1. On suppose que l'on substitue, sur une épaisseur ΔHF sous le T.N., du sable déversé sous l'eau (la nappe est supposée régner sous la cote du T.N. à (+0.50)) à l'épaisseur correspondante de vases, sous l'emprise des remblais.
- 6.2. Compte tenu des problèmes de portance des engins au cours de l'excavation de la souille et de son remplissage en sable, un textile non tissé (du type BIDIM U 64 ou similaire) est proposé en fond de souille. Enfin, dans les mouvements latéraux des vases sous l'action du remblais, la nappe textile présentera une résistance au cisaillement, difficile à quantifier, mais réelle, qui améliorera la stabilité globale dans le cas des ruptures rotationnelles.
- 6.3. Compte tenu d'un angle de frottement interne $\phi'_s = 25^\circ$ à 30° , (suivant le caractère plus ou moins argileux du sable de substitution), la portance au niveau (+ 0.50) ne pose aucun problème, puisqu'on obtient, d'après Terzaghi, $N_\gamma = 10$ à 20 , pour le calcul de la portance classique.
- 6.4. La stabilité de la souille est largement assurée.

6.41. Charge ultime à $(-\Delta HF + 0.50)$:

La charge ultime au niveau $(-\Delta HF + 0.50)$ où ΔHF représente la profondeur de la souille sous le T.N. supposé à (+ 0.50), est de la forme :

$$q_{ult} = C N_c + q N_q \quad (1)$$

avec $N_q = 1.0$ puisque $\phi_u = 0.00$

(*)

$N_c = (\pi + 2)$ à $1.21 (\pi + 2)$ soit $N_{c(\text{moyen})} = 1.105 (\pi + 2)$

./...

(*) Suivant Terzaghi et Mandel et Salençon. La valeur de N_c moyen retenue correspond au cas de la base moyenne de Terzaghi où $N_c = 5.70$

q = poids des terres en place au niveau (-1.50)

6.4.2. Charge admissible à $(-\Delta HF + 0.50)$

Compte tenu que $\gamma_{sat} = 1.60$ t/m² pour les vases, que $C = \mu C_{u(scisso)}$

avec $C_{u(scisso)} = 1.20$ t/m², il vient

$$q_{ult} = 1,325 (\pi + 2) \mu + 1,60 \Delta HF$$

soit

$$q_{adm} = \frac{6.82\mu}{FS} + 1.60 \Delta HF$$

(2) au niveau (-1.50)

puisque l'on n'applique pas, classiquement, de facteur de sécurité au terme de surcharge due à la profondeur.

6.4.3. Descente de charge à $(-\Delta HF + 0.50)$:

La charge descendue par le sable substitué aux vases dans la souille vaut

$$\phi = \gamma_{sat} \Delta HF$$

(3) où $\gamma_{sat} = 2,0$ t/m³ pour les sables

6.4.4. Facteur de sécurité à $(-\Delta HF + 0.50)$ - Portance à court terme :

Le bilan s'écrit donc :

$$\rho = 2,0 \Delta HF = 6,82 \frac{\mu}{FS} + 1.60 \Delta HF$$

soit

$$\Delta HF = 17 \frac{\mu}{FS}$$

(4)

soit pour $\Delta HF = 200$ m $((+ 0.50) / (- 1.50))$ $FS = 6.8$ avec $\mu = 0.80$

ou $FS = 8.5$ avec $\mu = 1.00$

7. CONDITIONS DE STABILITE A COURT TERME INITIALES - REMBLAIS SUR SOUILLE

7.1. Modèle utilisé

7.2. Charge ultime au niveau (0,50 - ΔHF)

$$q_{ult} = C N_c + q N_q$$

$$\text{où } \phi_u = 0 \text{ soit } N_q = 1,00$$

$$N_c = (\pi+2) \text{ à } 1,21 (\pi+2)$$

$$\text{soit } N_{c(\text{moyen})} = 1,105 (\pi+2)$$

$$C_{u(\text{calcul})} = \mu C_{u(\text{scisso})} = 1,20 \mu$$

$$q = \gamma_{\text{sat}} \Delta HF \text{ avec } \gamma_{\text{sat}} = 2 \text{ t/m}^3$$

$$\boxed{q_{ult} = 6,82 \mu + 2 \Delta HF} \quad (1)$$

7.3. Charge admissible au niveau (0,50 - HF)

$$\boxed{q_{adm} = 6,82 \frac{\mu}{FSI} + 2 \Delta HF} \quad (2)$$

puisque'on n'applique pas classiquement de facteur de sécurité, au terme de surcharge due à la profondeur

7.4. Descente de charge au niveau (0,50 - ΔHF)

$$p = h_{1R} \times \gamma_h + \gamma_{sat} \Delta HF = 1,80 h_{1R} + 2 \Delta HF \quad (3)$$

avec $\gamma_{sat}(\text{sables}) = 2,0 \text{ t/m}^3$ et $\gamma_h(\text{sables}) = 1,80 \text{ t/m}^3$

7.5. Bilan au niveau (0,50 - ΔHF)

Il vient donc :

$$1,80 h_{1R} + 2 \Delta HF = 6,82 \frac{\mu}{FSI} + 2 \Delta HF$$

soit donc :

$$1,80 h_{1R} = 6,82 \frac{\mu}{FSI}$$

$$\text{soit : } h_{1R} = 3,79 \frac{\mu}{FSI} \quad (4)$$

7.6. Conclusion sur le remblai sur souille de première phase

L'équation d'équilibre du remblai de première phase et donc la même que dans le cas du remblai, sans souille, étudié précédemment : la hauteur du remblai de première phase est indépendante de la profondeur de souille. Pour la suite, on admettra $\Delta HF = 2,00 \text{ m}$, soit une souille de l'ordre de 50 m de large au niveau (-1,50). Le remblai de première phase, correspondant à $h_{1R} = 2,50 \text{ m}$, du § 2.3. ci-dessus, est donc acceptable en tant que remblai provisoire de première phase avec $FSI = 1,20$ pour $\mu = 0,80$ (soit $FSI = 1,50$ avec $\mu = 1,00$)

8. ANALYSE DU REMBLAI SUR SOUILLE DE PREMIERE PHASE

8.1. Stabilité à court terme par la méthode des cercles

8.1.1. A partir des hypothèses du paragraphe 1 ci-dessus avec le remblai de première phase arasé à (+ 3,00) sur une souille à (- 1,50), en adoptant un raisonnement en contraintes totales, avec le diagramme (cu, z) du paragraphe 1.3., l'analyse de stabilité par la méthode des cercles donne les résultats suivants, avec $h_{1R} = 2,50 \text{ m}$:

$$FS_{\text{Fellenius}} = 1,34$$

$$FS_{\text{Bishop}} = 1,82 \quad \text{pour les cercles tangents à la cote } (-4,00)$$

à comparer à $FS_{\text{Fellenius}} = 1,29$ et $FS_{\text{Bishop}} = 1,47$ du cas précédent sans souille (voir § 3.1.)

$$FS_{\text{Fellenius}} = 1,29$$

$$FS_{\text{Bishop}} = 1,42 \quad \text{pour les cercles tangents à la cote } (-6,00)$$

A partir du moment où les cercles sont tangents à une cote inférieure à $(-6,00)$ le coefficient de sécurité augmente par rapport aux valeurs obtenues, dans le cas de la tangence à $(-6,00)$ (voir croquis n° 4).

8.12. Le facteur de sécurité par la méthode des cercles est du même ordre de grandeur que celui pris sur les calculs de portance (voir § 7.6. ci-dessus) soit de l'ordre de $FS = 1,30$ à $1,50$ suivant la méthode employée.

8.2. Consolidation des vases sous la surcharge du remblai de première phase

8.21. Temps de consolidation

En admettant les hypothèses de Terzaghi, avec une couche homogène entre $(-1,50)$ et $(-10,00)$, drainée sur deux faces (sables compacts entre $(-10,00)$ et $(-14,00)$ environ) avec les caractéristiques oedométriques des résultats de laboratoire (voir § 1.6. ci-dessus), on obtient les résultats suivants, avec

$$T_V = \frac{C_V}{H^2} t \quad \text{où } C_V = 4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}^{(*)} \quad \text{soit } t_{\text{jours}} = 0,52 \times 10^4 t/m^2$$

$$2H = 8,50 \text{ m}$$

sous l'action de la surcharge $q'_1 = 1,80 \times 2,50 + 1,0 \times 2,0 = 6,5 \text{ t/m}^2$ (surcharge effective au niveau $(-1,50)$)

U	T_V	t	
		jours	années
10 %	8×10^{-3}	42	0,11
25 %	5×10^{-2}	260	0,71
35 %	1×10^{-1}	520	1,42
50 %	2×10^{-1}	1040	2,85

soit pour $t = 3 \text{ ans}$ $T_V = 2,1 \times 10^{-1}$ correspondant à $U \approx 52 \%$

(*) C_V varie de 1 à 7 entre les deux essais disponibles

8.22. Dissipation des pressions interstitielles (drainage sur les deux faces)

On suppose (voir § 5.4.) que le remblai de première phase reste en place, pendant $\Delta t = 3$ ans, avant que la mise au gabarit final ne soit exécutée en fin de chantier.

Dans ces conditions, compte tenu du degré de consolidation ($U = 52\%$) atteint, le calcul des pressions interstitielles résiduelles correspondant à $T_v = 0,20$ environ, donne les résultats suivants, avec $q'_1 = 6,5 \text{ t/m}^2$:

Cote	$Z/2H$	$u/q'_1 = \alpha$	$u \text{ (t/m}^2\text{)}$
(- 1,50)	0	0,0	6,50
(- 3,60)	0,25	0,553	3,60
(- 5,75)	0,50	0,772	5,00
(- 7,85)	0,75	0,553	3,60
(-10,00)	1,00	0,0	6,50

8.23. Contraintes effectives en fin de première phase

Le diagramme des contraintes effectives résultantes en fin de première phase, peut être tracé, avec l'hypothèse du drainage sur les deux faces :

Cote	Etat initial (*)			Etat final			$\Delta\bar{\sigma}_V$
	$\bar{\sigma}_{V0}$	μ_0 (**)	σ_V	$\bar{\sigma}_{V1}$	μ_1 (***)	σ_{V1}	
(- 3,60)	1,25	4,10	5,35	4,15	7,70	11,85	2,90
(- 5,75)	2,55	6,25	8,80	4,05	11,25	15,30	1,50
(- 7,85)	3,80	8,35	12,15	6,70	11,95	18,65	2,90
(-10,00)	5,10	10,50	15,60	5,10	17,00	22,10	0,00

Si l'on admet que l'accroissement moyen ($\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}$) des contraintes effectives sur l'épaisseur de la couche considérée est représenté par $\Delta\bar{\sigma}_V$, correspondant à $Z/2H = 25\%$ et 75% , soit aux cotes (- 3,60) et (- 7,85), on obtient donc $\Delta\bar{\sigma}_{Vm} = 2,90 \text{ t/m}^2 = (1-\alpha)q'_1$ (voir § 3.23.).

(*) état initial correspondant à la souille excavée vide au-dessus de (- 1,50)

(**) μ_0 correspond à une nappe sous (+ 0,50)

(***) $\mu_1 = \mu_0 + \alpha q'_1$ où α est donné par le tableau du § 8.22. ci-dessus

8.24. Tassement résultant en fin de première phase

En supposant que les niveaux (-3,60), (-5,75) et (-7,85) sont respectivement représentatifs de trois couches d'épaisseur respectives 3,20 m, 2,10 m, et 3,20 m, le tassement final, correspondant à la fin de la consolidation serait de 0,30 m à 0,65 m, en supposant que $\Delta\bar{\sigma}_V = q'_1 = 6,5 \text{ t/m}^2$, avec drainage sur les deux faces, d'après les résultats oedométriques sur SC4.

Compte tenu du degré de consolidation atteint en fin de première phase, après $\Delta t \approx 3$ ans, le tassement correspondant sera donc de 0,15 m à 0,34 m, soit un niveau du remblais de première phase final de (+2,85) à (+2,65).

9. COMPARAISON DE L'EFFET DE LA CONSOLIDATION AVEC LES RESULTATS ANTERIEURS

L'effet de l'introduction d'une souille avec substitution de sables déversés est donc sensible au niveau de la consolidation des vases par action sur l'épaisseur des vases. Notons de plus que la surcharge (voir § 8.21) $q'_1 = 6,5 \text{ t/m}^2$ qui agit n'est pas la même que dans le cas précédent (voir § 3.21.) où $q_1 = 4,5 \text{ t/m}^2$.

L'ensemble des résultats est rassemblé dans le croquis n° 5 récapitulatif qui suit, donnant en fonction du temps de consolidation, les valeurs de $\Delta\bar{\sigma}_{Vm}$ et de $\Delta C_u = 0,27 \Delta\bar{\sigma}_{Vm}$ correspondantes.

10. ANALYSE DU REMBLAI DE DEUXIEME PHASE

10.1. Caractéristiques mécaniques à court terme

Compte tenu des résultats des calculs ci-dessus, (voir 8.2), en admettant que la relation entre la cohésion non drainée C_u et la contrainte effective est du type $C_u = 0,27 \bar{\sigma}_{Vo}$ (voir § 1.3. ci-dessus), on obtient les caractéristiques mécaniques à court terme, en fin de première phase, soit après un temps $\Delta t = 3$ ans, avec $\Delta C_u = 0,27 \bar{\sigma}_{V(m)}$ et un drainage sur les deux faces

$$\Delta C_u = 0,27 \times 2,90 \approx 0,75 \text{ t/m}^2$$

soit donc $C_{u2} = 1,95 \text{ t/m}^2$ jusqu'à la cote (-4,00)

$$C_{u2} = 2,45 \text{ t/m}^2 \text{ à la cote } (-10,00)$$

à comparer aux valeurs du paragraphe 4.1., ci-avant.

10.2. Condition de poinçonnement - charge ultime de deuxième phase à (- 1,50)

Il vient donc avec les hypothèses du paragraphe 2, avec $C_{u2} = 1,95 \text{ t/m}^2$

10.21. Terzaghi $q_{ult} = 10 \text{ t/m}^2 \text{ à } 11,1 \text{ t/m}^2$

10.22. Mandel et Salençon $q_{ult} = 10,2 \text{ à } 12,1 \text{ t/m}^2 \text{ en deuxième phase}$

10.3. Charge admissible en deuxième phase, au niveau (- 1,50)

Dans les conditions ci-dessus, avec un facteur de sécurité $FS = 1,25$ à $1,50$, on obtient :

$q_{adm} = \begin{matrix} 6,7 \text{ à } 8,1 \text{ t/m}^2 \text{ pour } FS = 1,50 \\ 8,0 \text{ à } 9,7 \text{ t/m}^2 \text{ pour } FS = 1,25 \end{matrix} \text{ en deuxième phase}$
--

10.4. Dimensionnement du remblai de deuxième phase

10.41. On admet pour les remblais définitifs $\gamma_h = 1,8 \text{ t/m}^3$ et

$\gamma_{sat} = 2,0 \text{ t/m}^3$ sous la nappe à (+ 0,50)

10.42. Compte tenu des résultats antérieurs, la hauteur de remblais compatible avec la charge admissible peut s'écrire :

$$\text{moyenne } h_{2R} = \frac{3,16}{FS2} \times C_u$$

où C_u exprime la valeur de $C_{u(\text{calcul})}$ obtenue à partir du

$C_{u(\text{estimé})} = C_{u(\text{scisso})} + 0,27 \Delta \bar{\sigma}_{V(m)}$ du paragraphe 10.1. ci-dessus. En admettant la relation de Bjerrum, sur le C_{u2} estimé

$C_{u2(\text{calcul})} = \mu C_{u2(\text{estimé})}$, à h_{2R} donnée, on associe un doublet ($FS2, \mu$).

10.43. En appliquant les formules ci-dessus, on obtient les graphiques suivants ($FS2, \mu$) à $h_{2R} = \text{cste}$, et ($h_{2R}, FS2$) à $\mu = \text{cste}$, dont le tableau ci-après est extrait (voir croquis n° 6) :

$C_{u2}(\text{estimée})$ (t/m ²)	$C_{u2}(\text{calcul})$ (t/m ²)	$\mu = \frac{C_{u2}(\text{calcul})}{C_{u2}(\text{estimé})}$	FS2	H2R (m)	Cote R2 (IGN)
1,95	1,95	1,00	1,76	3,50	(+ 4,00)
	1,56	0,80	1,41		
	1,37	0,70	1,23		
	1,95	1,00	1,66	3,70	(+ 4,20)
	1,56	0,80	1,33		
	1,37	0,70	1,16		

10.44. Compte tenu de la provision pour tassements nécessaire de l'ordre de 0,40 m à 0,85 m (calculée de la même façon qu'au paragraphe 8.24. ci-dessus, sous une surcharge $q'_2 = 8,30 \text{ t/m}^2$ pour $h_{2R} = 3,50 \text{ m}$, soit cote R2 = (+ 4,00)), compte tenu de la cote strictement nécessaire au titre du projet de (+ 3,60), nous proposons de retenir la valeur $h_{2R} = 3,70 \text{ m}$ que l'on peut associer en doublet (FS2 = 1,33, $\mu = 0,80$) avec correction sur les valeurs de $C_u(\text{estimée})$ en deuxième phase ou en doublet (FS2 = 1,66, $\mu = 1,00$) sans correction sur les valeurs de $C_u(\text{estimé})$, en stabilité à court terme.

11. MISE EN PLACE D'UN DRAINAGE DES VASES EN PREMIERE PHASE

- 11.1. On suppose que l'on équipe l'épaisseur totale des vases, soit jusqu'à la cote (-10,00), par des drains de sable ($\phi = 300 \text{ mm}$, maille triangulaire, pas de la maille $L = 5 \text{ m}$) à raison de un drain pour 25 m^2 de surface, débouchant au TN. Dans ce qui suit, le processus ci-dessus sera désigné sous le nom de "drainage interne" des vases. Sur le TN est mis en place un textile tissé, du type Bidim U64 ou similaire, pour des raisons de portance aux engins en cours de travaux.
- 11.2. Le remblai de première phase, arasé à la cote (+ 3,00) sera mis en place, sur une couche drainante en sable, de 1 m d'épaisseur, soit entre (+ 0,50) et (+ 1,50). Cette plateforme drainante est destinée à collecter les débits des drains de sable, mis en place dans les vases de fondation.
- 11.3. Compte tenu de l'existence de la "croûte" superficielle mentionnée au paragraphe 2,13, et des résultats des calculs des paragraphes 6 et 7, ci-avant, la stabilité du remblai de première phase est assurée, dans les mêmes conditions de sécurité que pour les deux cas précédents (voir § 2.3. et § 7.6.).

12. CONSOLIDATION DES VASES, AVEC DRAINAGE INTERNE, SOUS LA SURCHARGE DU REMBLAI DE PREMIERE PHASE

12.1. La théorie de l'accélération du drainage par un "drainage interne" est celle des recommandations des Laboratoires des Ponts et Chaussées "Etude des remblais sur sols compressibles" - Dunod - 1971. A ce stade des études, il n'a pas été tenu compte de l'effet du remaniement périphérique du sol, autour du drain (*).

12.2. L'hypothèse majeure nécessaire pour évaluer l'effet du drainage radial, qui se superpose au drainage vertical (pour lequel les hypothèses de Terzaghi du § 3.21. sont conservées), concerne le coefficient de consolidation C_R , avec drainage radial, qui est à relier à l'anisotropie des perméabilités horizontale et verticale des dépôts vasards, suivant la formule ci-dessous :

$$C_R = \frac{K_h}{K_v} = C_v \quad \text{où } C_v = 4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$$

K_h, K_v = coef. des perméabilités horizontale et verticale

Compte tenu de la précarité des mesures de C_v , de l'absence de mesures précises du coefficient C_R (ou de K_h) et en raison de l'importance de l'effet de l'hypothèse sur C_R sur les résultats, on a étudié la consolidation avec drainage interne, en supposant successivement :

$$C_R = 4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec} \quad K_h/K_v = 1$$

$$C_R = 4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec} \quad K_h/K_v = 10$$

12.3. Le maillage du réseau retenu se caractérise par le paramètre n suivant :

$$n = \frac{D}{\phi} = \frac{5,25}{0,30} = 17,50 \quad \text{où } D = 1,05L = 5,25 \text{ m (maillage triangulaire)}$$

12.4. Compte tenu de l'ensemble des hypothèses retenues ci-dessus, le degré de consolidation, en fonction du temps, est obtenu à partir de la formule de Carrillo

$$(1-U) = (1-U_r) (1-U_z) \quad \text{où } U_r = \% \text{ consolidation radiale}$$

$$U_z = \% \text{ consolidation verticale}$$

Les résultats des calculs sont les suivants (voir croquis n° 7) :

(*) R.A. BARRON - Consolidation of fine grained soils by drain wells- June 1947

C_R (cm ² /sec)	$\frac{K_h}{K_v}$	t	6 mois	1 an	2 ans	3 ans	4 ans
$C_R = 4 \times 10^{-4}$	1	U_z	0,17	0,24	0,34	0,42	0,485
		U_r	0,09	0,16	0,30	0,42	0,50
		U	0,24	0,36	0,54	0,66	0,74
$C_R = 4 \times 10^{-3}$	10	U_z	0,17	0,24	0,34	0,42	0,485
		U_r	0,56	0,82	0,97	0,99	1,00
		U	0,63	0,86	0,98	0,99	1,00

12.5. Compte tenu du fait que la surcharge qui agit (correspondant au remblais de première phase) est $q_1 = 4,5 \text{ t/m}^2$, et compte tenu des résultats antérieurs concernant $\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}$ fonction du temps Δt de consolidation, donc du degré de consolidation U_z (voir § 9 et croquis $\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}, t$) pour le cas du remblai sans souille), à même degré de consolidation correspondra un même $\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}$ puisque géométrie et surcharges sont rigoureusement identiques : à partir de la courbe $\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}$ sans drainage interne, on peut construire les courbes $\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}$ avec drainage interne à C_R donné (ou à rapport K_h/K_v donné) avec $C_v = 4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$. L'ensemble des résultats correspondants est donné dans le croquis qui suit, pour les deux valeurs de C_R retenues, au niveau des hypothèses fixant le drainage radial.

13. COMPARAISON DE L'EFFET DE LA CONSOLIDATION AVEC LES RESULTATS ANTERIEURS

13.1. La comparaison des courbes ($\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}, t$) de l'effet du remblai de première phase sous souille avec les résultats obtenus au paragraphe 12.5, montre bien l'effet important dû au drainage interne.

13.2. La comparaison des courbes ($\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}, t$) de l'effet du remblai de première phase sur souille, avec les résultats obtenus au paragraphe 12.5, montre que pour $K_h/K_v = 1,0$, soit $C_R = 4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$, l'effet du drainage interne est équivalent au cas du remblai sur souille. Ceci traduit la combinaison des effets d'une part de la différence entre les épaisseurs à consolider ($e_1 = 10,50 \text{ m}$ et $e'_1 = 8,50 \text{ m}$)

et d'autre part de la différence entre les surcharges agissantes ($q_1 = 4,5 \text{ t/m}^2$ et $q'_1 = 6,5 \text{ t/m}^2$) entre les deux configurations.

- 13.3. La comparaison des courbes ($\Delta\bar{\sigma}_{V(m)}, t$) de l'effet des remblais de première phase avec drainage interne, entre elles (donc à C_R variable, en K_h/K_V variable) montre bien l'effet d'une anisotropie des perméabilités, s'il s'avère nécessaire, au niveau du chantier, de réduire le temps séparant la construction des remblais de première et deuxième phase (donc le temps de consolidation).

14. COMPARAISON ECONOMIQUE ENTRE LES DIVERSES VARIANTES

- 14.1. La solution de base serait la suivante : Bidim sur le TN et remblai simple sur couche drainante de 0,50 m.

- 14.2. Les trois variantes possibles, à la solution de base, s'il s'avérait que celle-ci n'a pas une sécurité acceptable, au niveau du remblai de deuxième phase (FS2>, 1,30 pour $\mu = 0,80$) correspondent aux postes et aux quantités suivantes, ramenés au ml de remblai (voir croquis n° 8) :

14.21. Remblais sur souille à (- 1,50) - Variante A

Excavation	120 m3
Textile tissé	65 m2
Sables substitués	120 m3

14.22. Remblais sur plateforme drainante à (+ 1,50) et drainage interne des vases - Variante B

Textile tissé	60 m2
Sables en remblais	60 m3
Drains de sables	22 ml (*)

14.23. Remblais sur souille à (-0,50) et drainage "interne" des vases - Variante C)

Excavation	60 m3
Textiles tissés	60 m2
Sables substitués	60 m3
Drains de sables	20 ml (**)

(*) soit un drain (\emptyset 300 mm) de 11 ml de long (+ 0,50) pour 25 m2 de plateforme

(**) soit un drain (\emptyset 300 mm) de 10 ml de long (- 0,60) à (-10,50) pour 25 m2 de plateforme

14.3. Les prix unitaires Sénégal, aux conditions économiques réputées janvier 1976, utilisés sont les suivants :

Excavation : 450 à 560 FCFA/m³ (*)
 Textile tissé : 1 250 FCFA/m² y compris la mise en place (**)
 Sables substitués : 1 500 FCFA/m³ (***)
 Drains de sables : 4 000 à 7 500 FCFA/ml (****)

14.4. La comparaison économique entre les trois variantes possibles est donc la suivante, prix ramenés au ml de remblais :

14.41. Remblais sur souille à (-1,50) - Variante A

321 250 FCFA, soit 6 425 FF

14.42. Remblais sur plateforme drainante à (+1,50) avec drainage des vases - Variante B

275 000 FCFA à 330 000 FCFA, soit 5 060 FF à 6 600 FF

14.43. Remblais sur souille à (-0,50) avec drainage des vases - Variante C

275 000 FCFA à 345 000 FCFA, soit 5 500 FF à 6 900 FF

14.5. La comparaison entre les prix de revient des trois variantes envisageables montre donc que, dans la mesure où aucune nécessité technique n'impose d'enlever la couche superficielle (à part l'obligation d'enlever le couvert végétal quand il existe) la variante C avec souille à (-0,50) et drainage des vases est à éliminer, d'un strict point de vue économique, au profit de la variante B avec remblais sur plateforme drainante à (+ 1,50) et drainage "interne" des vases.

14.6. Les deux variantes qui sont donc à retenir sont les remblais sur souille (à (-1,50) sans drainage des vases (variante A) et remblais sur plateforme drainante à (+ 1,50) avec drainage des vases (variante B). Compte tenu de l'importance de la dispersion des prix unitaires concernant les drains de sable, l'équivalence en prix de revient des deux variantes s'établirait pour un prix du ml de drains de sable (Ø 300 mm) de 7 100 FCFA (soit 142 FF/ml) qui correspond au cas le plus défavorable des prix unitaires du paragraphe 14.2. ci-dessus. La variante B avec drainage interne des vases sera donc probablement plus chère que la variante A. Seul l'aspect quantitatif concernant le drainage des vases pourra jouer sur les fourchettes des prix unitaires, au stade actuel, il n'est pas possible de quantifier de façon précise le drainage nécessaire à la variante B puisqu'on ne connaît pas l'étendue des vases sur le trajet des remblais, ni son épaisseur (voir § 5.1.).

(*) soit 10 FF/m³

(**) soit 25 FF/m²

(***) soit 30 FF/m³

(****) soit 80 à 150 FF/ml y compris fourniture et mise en place du sable dans les forages

15. CONCLUSIONS GENERALES

15.1. Les conclusions générales concernant les remblais sur vases sont de deux ordres, à savoir :

- les conclusions qui influent sur le projet, dans l'état de connaissance où l'on est, à ce stade, de la géotechnique ;
- les conclusions qui permettent de définir les reconnaissances géotechniques de deuxième phase, en vue soit de confirmer les choix faits au stade actuel, soit de fixer définitivement les décisions qui engagent le projet, au stade ultérieur des études.

15.2. Au niveau du projet, au stade actuel de l'Avant-Projet Sommaire, les conclusions sont les suivantes :

15.21. dès que l'épaisseur des vases dépasse 5 m à 7 m (cotes (-4,00) à (-6,00) sous TN à (+0,50) ou (+1,00)), en supposant que C_u est de l'ordre de 1,2 t/m², les remblais, pour atteindre la cote (+4,00) devront être construits en deux phases. Ceci peut s'appliquer en quelques points particuliers des digues de la rive droite, en plus des remblais entre Tound N'Guinor et Diama et entre Diama et Tound Berete ;

15.22. le temps de consolidation nécessaire entre les deux phases à partir d'un remblais de première phase, monté à la cote (+3,00) est variable suivant la solution qu'on emploie pour consolider les vases. Si le planning de chantier permet d'obtenir $\Delta t > 3$ ans et si le remblais d'essai montrait que la solution de base n'est pas possible, la variante A (souille) sera à envisager. Si le planning de chantier nécessite d'obtenir $\Delta t < 2,5$ à 3 ans, la variante B avec drainage des vases sera à envisager ;

15.23. compte tenu des incertitudes sur les paramètres de consolidation (C_v et C_R) et de la variation des prix unitaires des drains de sable en fonction de la quantité à mettre en place, il est impossible de départager les deux variantes finalement envisagées, par le seul critère économique.

15.3. Au niveau des reconnaissances de deuxième phase, à définir vers mars 1977, les conclusions sont les suivantes :

15.31. nécessité d'un remblai d'essai en vraie grandeur sur la solution de base pour vérifier le dimensionnement du remblai de première phase. Ce remblai d'essai sera conservé, pendant toute la durée du chantier, pour être en mesure de faire un essai de chargement de deuxième phase vers 1980, avant exécution du remblai de deuxième phase. Des mesures périodiques au scissomètre seront effectuées pour suivre la variation

de C_u , en fonction du temps, au fur et à mesure de la consolidation des vases. Si ce remblai d'essai, sur la solution de base ne donnait pas les résultats attendus, l'extension avec remblais d'essais sur souille (type variante A) sera nécessaire au niveau des reconnaissances ;

- 15.32. nécessité de reconnaître la variation de l'épaisseur et des caractéristiques mécaniques des vases sur les trajets Tound N'Guinor/Tound Berete et sur tous les points particuliers des digues rive droite où d'une part, l'absence de bourrelet de berge peut faire craindre des dépôts vasards, et où d'autre part, les chenaux d'alimentation des marigots peuvent avoir provoqué des dépôts fins. Ces reconnaissances pourront se faire à l'aide de sondages courts avec mesures au scissomètre en forage.