

Préchargement de la plateforme d'une usine de dessalement à Mayotte

Platform preloading for a desalination plant in Mayotte

Laetitia CAPSALAS¹, Sophie DESPREZ¹

ARTELIA Activité Maritime, Saint Denis, La Réunion France

laetitia.capsalas@arteliagroup.com

RESUME : L'usine de désalinisation d'Ironi Be, à Mayotte, repose sur des alluvions compressibles nécessitant des travaux de préchargement associés à des drains verticaux. Le dimensionnement du dispositif s'appuie sur la méthode œdométrique. Les 18 unités de l'usine présentent des systèmes de fondations variés (semelles, radiers, etc.), chacune étant soumise à des contraintes hétérogènes (10 à 150 kPa à l'Etat Limite de Service Quasi Permanent, noté ELSQP). Il est donc nécessaire de retraduire cette distribution irrégulière en une contrainte uniforme équivalente afin de permettre le dimensionnement du dispositif. L'article expose d'abord la démarche retenue pour déterminer cette contrainte équivalente, puis décrit le dimensionnement du préchargement, incluant la hauteur de surcharge, le maillage et le type de drains verticaux nécessaires pour atteindre le degré de consolidation de 90 % en trois mois. Les préchargements, débutés en septembre 2025, sont instrumentés par des tassomètres : le suivi permet de confronter les tassements mesurés aux prévisions théoriques et d'évaluer la pertinence des calculs réalisés.

ABSTRACT: The Ironi Be desalination plant in Mayotte is founded on compressible alluvial soils, requiring preloading works combined with vertical drains. The design of the system is based on the oedometer method. The desalination plant consists of 18 units with various foundation systems (isolated footings, raft foundations, etc.), each subjected to heterogeneous loading conditions (from 10 to 150 kPa at the Serviceability Limit State). It is therefore necessary to convert this irregular load distribution into an equivalent uniform stress to allow the design of the ground improvement system. The article first presents the approach used to determine this equivalent stress, then describes the design of the preloading works, including the required surcharge height, the drain spacing, and the type of vertical drains needed to reach a 90% degree of consolidation within a three-month timeframe. Preloading works started in September 2025 and were instrumented with settlement gauges. Continuous monitoring allows the comparison of theoretical settlement predictions with field measurements, providing feedback on the accuracy of the settlement analyses.

Mots-clés : Préchargement ; Tassements œdométriques ; Mayotte ; Drains.

1 CONTEXTE DE L'ETUDE

Afin de pallier le déficit structurel en eau potable de l'île, les Eaux de Mayotte ont engagé la construction d'une usine de désalinisation dont la mise en service est prévue pour fin 2027. L'emprise retenue de 10 000 m² – implantée en zone inondable à proximité immédiate de mangroves – nécessite la réalisation d'une plateforme remblayée conforme aux prescriptions du Plan de Prévention des Risques Naturels.

Le site se caractérise par la présence de sols mous et compressibles dont les épaisseurs, variables, peuvent atteindre localement 6 mètres. Les conditions géotechniques imposent la mise en œuvre de travaux d'amélioration des sols sous les remblais d'apport et sous les charges d'exploitation futures. Après analyse

des contraintes géologiques et des délais de réalisation, un dispositif combinant préchargement et drains verticaux a été retenu comme la solution la plus adaptée.

Le principe du préchargement consiste à appliquer au sol, avant la construction de l'ouvrage définitif, une surcharge temporaire supérieure ou équivalente aux charges futures du projet. Cette surcharge provoque l'essentiel des tassements en amont de la phase de construction. L'objectif est ainsi de consommer la majorité (voire la totalité) des tassements avant la mise en service de l'ouvrage.

Le dimensionnement du préchargement de la plateforme (noté PF) s'est révélé relativement complexe du fait de la variabilité de plusieurs facteurs :

- L'hétérogénéité des épaisseurs de sols compressibles, influençant l'amplitude et la durée des tassements attendus ;
- La topographie en pente du site, associée à des hauteurs de remblais et de déblais hétérogènes :
 - La hauteur des remblais mise en œuvre pour atteindre la cote PF conditionne les contraintes verticales ;
 - La hauteur des déblais influe directement sur les contraintes initiales.
- La diversité des systèmes de fondations des 18 bâtiments constituant l'usine (semelles isolées, semelles filantes, dallages, radiers), générant des contraintes verticales variables sous les ouvrages.

Afin de maîtriser ces variations et simplifier les calculs :

- La plateforme a d'abord été découpée en zones homogènes, définies à partir d'une stratigraphie et des épaisseurs de sols compressibles uniformes.
- Pour chacune de ces zones, nous avons retenu de manière conservatrice les hauteurs de déblais minimal et les hauteurs de remblais maximales.

Ce zonage permet, pour chaque secteur, de considérer uniquement le système de fondation de l'ouvrage comme variable. Le présent article porte sur le dimensionnement des dispositifs de préchargement et drains en présence d'un chargement hétérogène sous bâtiment.

2 DONNÉES RELATIVES AU PROJET

2.1 Maquette de sol

L'analyse des sondages et des essais in situ a permis d'identifier deux principales formations au droit du projet :

- Des alluvions argilo-sableuses compressibles,
- Des altérites – provenant de l'altération du basalte – peu déformables et considérées imperméables.

Les alluvions, de nature compressible, sont caractérisées par leurs paramètres œdométriques. Ces paramètres (cf. Tableau 1) sont issus de l'analyse de trois essais œdométriques, jugés fiables, réalisés jusqu'à des contraintes maximales de 400 kPa, permettant ainsi de couvrir les contraintes attendues au droit du projet (pour rappel compris entre 10 et 150 kPa à l'ELSQP).

Nota : Le nombre limité de données disponibles s'explique par le contexte particulier de Mayotte : les essais œdométriques ont dû être réalisés en métropole

ou à la Réunion, en l'absence de moyens d'essais locaux. Une partie des échantillons a été perdue lors du stockage et transport, ceux-ci ayant coïncidé avec le passage du cyclone CHIDO.

Tableau 1. Paramètres œdométriques des alluvions fines

$\frac{C_c}{1 + e_0}$	$\frac{C_s}{1 + e_0}$	OCR	C_v (m ² /s)
0,143	0,023	1 (normalement consolidé)	$1,25 \times 10^{-7}$

- C_s , l'indice de décompression-recompression,
- C_c , l'indice de compression,
- e_0 , l'indice des vides,
- OCR, le rapport entre la contrainte de préconsolidation (σ'_p) et la contrainte verticale effective (σ'_{v0}).
- C_v , le coefficient de consolidation verticale. Un coefficient de consolidation radial $C_r = 5 \times C_v$ sera retenu dans les sols argileux.

Dans la suite de l'article on s'intéressera au bâtiment « Coagulation Flocculation » au droit duquel on retrouve 3,5 m de sols compressibles. A noter qu'une substitution de 1,0 m est prévu dans le cadre du projet. La hauteur de sol compressibles résiduelle sera donc de 2,5 m.

Les déformations du substratum sont considérées comme négligeables et quasi instantanées. Les tassements se développent quasi exclusivement au sein des alluvions.

2.2 Niveau d'eau

Le projet étant situé en zone inondable, nous retenons un niveau d'eau subaffleurant au terrain naturel (TN), dans une optique conservatrice.

Les données piézométriques dont nous disposons ont été acquises en période sèche, avec des niveaux d'eau situés entre 1 à 2 m/TN. En l'absence de mesures complémentaires et compte tenu de l'incertitude qui régnait alors sur la date réelle de démarrage du chantier, il était impossible de confirmer si ces niveaux étaient représentatifs également des conditions en période humide.

2.3 Charges verticales

2.3.1 Charges liées aux bâtiments

Les 18 bâtiments constituant l'usines sont fondés superficiellement sur un complexe de radier, semelles, dallages soumis à des contraintes variables. Les figures ci-dessous présentent le système de fondation

du bâtiment « Coagulation Flocculation » et son chargement à l'ELSQP :

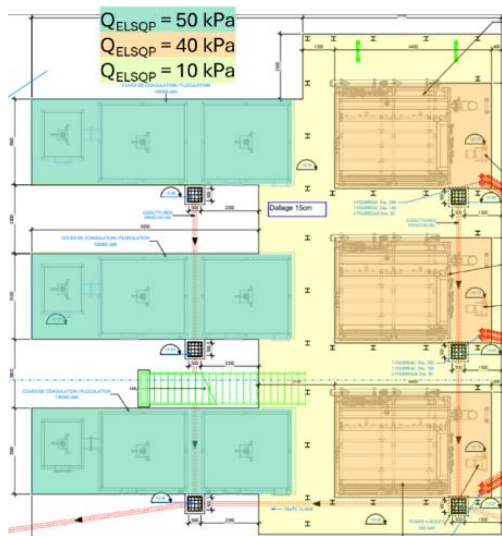


Figure 1 : Système de fondations du bâtiment « Coagulation Flocculation »

2.3.2 Charges liées aux remblais de plateforme

Les remblais d'apport constituant la plateforme de l'usine, mis en place entre le TN et la cote finale de PF, génèrent une contrainte égale au produit de leur poids volumique (18 kN/m^3 dans le cadre de notre projet) par leur hauteur. Au droit du bâtiment « Coagulation Flocculation » les épaisseurs de remblais sont de 1 m (entre les cotes 4,05 et 5,05 m ING23).

2.3.3 Charges liées aux remblais de substitution

La charge induite par le remblai de substitution, d'environ 1 m d'épaisseur, reste faible : de l'ordre de 2 kPa (avec $\gamma_{\text{alluvions}} = 16 \text{ kN/m}^3$). Selon le planning des travaux, les remblais de substitution sont mis en place 2 mois avant le démarrage de la montée des remblais de PF et de préchargement, le temps nécessaire à l'installation des drains verticaux. Cette période intermédiaire permet au sol de commencer à se consolider naturellement sous cette surcharge très modérée. L'effet de la substitution sur les tassements globaux est jugé négligeable. Par conséquent, cette charge n'est pas intégrée dans les calculs de consolidation.

3 METHODOLOGIE

3.1 Préambule

Pour rappel, la consolidation est le processus de déformation progressive d'un sol saturé sous l'effet de l'application d'une contrainte. Cette déformation est différée dans le temps en raison de l'évacuation de

l'eau interstitielle, dont la vitesse dépend de la perméabilité du sol et des conditions de drainage.

Le projet impose un critère strict de tassement résiduel, fixé à environ 3 cm en phase de service. Compte tenu des incertitudes inhérentes à la géotechnique et du caractère faible de cette valeur seuil, les calculs sont menés en considérant, de manière conservatrice, un tassement résiduel nul à l'issue de la phase de préchargement.

3.2 Détermination d'une contrainte uniforme

La complexité du projet réside dans le fait que le système de fondation est particulièrement hétérogène. Selon le principe de diffusion des contraintes de Boussinesq, une charge appliquée en surface se propage dans le sol sous forme d'un bulbe de contraintes. L'amplitude des tassements ne dépend donc pas seulement de la pression appliquée, mais également de la géométrie de la fondation, qui contrôle la manière dont les contraintes se diffusent dans le massif.

Pour faciliter l'exécution, les préchargements ainsi que les dispositifs de drainage doivent rester aussi uniformes que possible. Pour chaque bâtiment, il s'agit donc d'identifier une contrainte de préchargement uniforme équivalente, capable de produire les mêmes tassements que les pics de charge localisés issus du système de fondation réel. Cette approche évite de surdimensionner le préchargement en prenant simplement la contrainte maximale comme valeur uniforme sur tout le bâtiment, ce qui serait excessivement conservatif et pénalisant pour l'exécution.

A titre d'exemple : sous le bâtiment « Coagulation Flocculation », les zones les plus sollicitées atteignent 50 kPa, mais seulement sur une surface réduite d'environ $9,0 \times 3,5 \text{ m}^2$. Théoriquement, il n'est pas nécessaire de précharger l'ensemble du bâtiment à 50 kPa. Une stratégie plus rationnelle consiste à appliquer une contrainte légèrement inférieure, répartie sur une surface plus importante, de manière à reproduire les mêmes tassements que ceux générés par une contrainte plus élevée appliquée localement.

La démarche de calcul retenue comporte deux étapes :

- Déterminer les tassements induits par le système de fondation réel, avec sa géométrie complexe et les distributions de charges associées.
- Recherche d'une contrainte uniforme équivalente produisant les mêmes tassements maximaux que ceux obtenus dans le premier calcul.

Les tassements sont calculés selon la méthode oedométrique :

$$\Delta H = -H \left(\frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{1'}} + \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{2'}}{\sigma'_{1'}} \right) \quad (1)$$

Avec :

- ΔH , correspondant au tassement,
- H , la hauteur des sols compressibles,
- σ'_p , la contrainte effective de préconsolidation,
- $\sigma'_{1'}$ et $\sigma'_{2'}$ les contraintes effectives verticales initiale et finale.

Le premier calcul consiste à déterminer le tassement ΔH , tandis que le second vise à retrouver la contrainte finale $\sigma'_{2'}$.

3.3 Dimensionnement du drainage et préchargement

Les contraintes planning du projet limite la durée effective des préchargements à trois mois. Le taux de consolidation cible est $U = 90\%$. Traduit en amplitude de tassement cela revient à chercher à consommer 90 % de tassements maximum sous préchargement.

3.3.1 Temps de consolidation sans drains

La consolidation consiste à étudier l'évolution des tassements dans le temps avec les hypothèses suivantes :

- La couche compressible est homogène, isotrope et saturée ;
- Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche compressible et dans le temps ;
- Le milieu est infini dans le sens horizontal.
- La surcharge σ provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément.

Pour rappel, l'équation différentielle qui régit le phénomène de la consolidation s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2)$$

- u est la pression interstitielle en un point quelconque situé à une cote z dans la couche et à l'instant t ,
- C_v est le coefficient de consolidation du sol et s'exprime en m^2/s . Il dépend de la perméabilité k_v et de la compressibilité E_{oed} du sol. $C_v = (k_v \cdot E_{oed}) / \gamma_w$.

La résolution du problème conduit à définir un nombre sans dimension T_v appelé « facteur temps ».

$$T_v = \frac{t \times C_v}{H^2} \quad (3)$$

- Pour un degré de consolidation $U < 60\%$:

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U}{100} \right)^2 \quad (4)$$

- Pour un degré de consolidation $U > 60\%$:

$$T_v = 1,784 - 0,933 \times \log(100 - U) \quad (5)$$

3.3.2 Temps de consolidation avec drains

La mise en place d'un maillage de drains permet de réduire considérablement la longueur de drainage en passant de H (épaisseur de la couche compressible) à $D/2$, D étant la distance entre les drains. De plus, se faisant principalement dans la direction horizontale, l'écoulement est fonction, non plus de la perméabilité verticale k_v , mais de la perméabilité horizontale k_h plus élevée.

Pour des drains verticaux préfabriqués, la formule d'Hansbo (1979), qui définit le degré de consolidation radiale U_r , peut être retenue.

$$U_r = 1 - e^{\left(\frac{-8T_r}{F} \right)} \quad (6)$$

Avec :

$$T_r = 4 \frac{C_r}{d^2} t \quad (7) \text{ et } n = \frac{D}{d} \quad (8)$$

- D : diamètre d'influence d'un drain. Si L est l'espacement entre drains, on aura $D = 1,13L$ pour un maillage carré.
- d : diamètre d'un drain.
- F : facteur de la théorie de Barron (1948) dont l'expression est :

$$F = \frac{n^2}{n^2-1} \log n - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (9)$$

Le sol se consolide simultanément sous l'effet des drains verticaux, d'une couche drainante horizontale superficielle. Le degré de consolidation globale U_t à un instant t quelconque est donné par la formule de Carillo (1942) :

$$1 - U_t = (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (10)$$

Avec U_v le degré de consolidation au bout du temps t sans drains verticaux.

3.3.3 Hauteur des remblais de préchargement

La hauteur des remblais de préchargement (H_R) multipliée par le poids volumique des remblais (γ_R) fournit la contrainte de préchargement (P_1).

Considérons un terrain destiné à recevoir un ouvrage dont le poids correspond à une charge de service P_0 . Le procédé consiste à appliquer, avant construction, une surcharge provisoire P_1 telle que $P_1 > P_0$. La figure suivante présente les courbes de tassement sous P_0 et P_1 . Soit $s_{\infty}(P_0)$ le tassement final sous la charge

de service P_0 . Pour obtenir ce tassement, il suffit d'appliquer la charge P_1 pendant un temps t_1 .

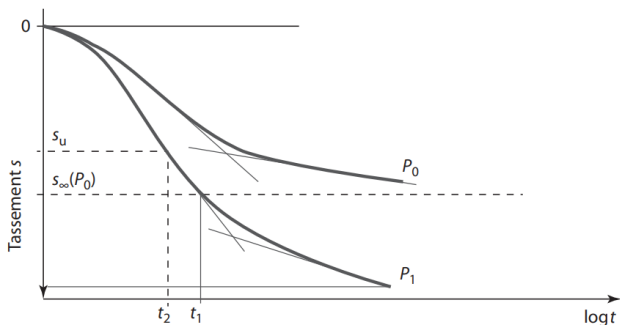


Figure 2 : Principe de préchargement (source : Fondations et ouvrages en terre – Manuel professionnel de géotechnique du BTP)

3.3.4 Approche de dimensionnement retenue

A Mayotte, le coût élevé des matériaux d'apport et leur disponibilité limitée rendent indispensable une optimisation fine du volume de remblai à mettre en œuvre. Dans ce contexte, une hauteur de préchargement optimisée est retenue (consistant à cumuler : le poids propre de l'ouvrage en phase de service, converti en une hauteur équivalente de remblais, la hauteur des tassements attendus et une marge de sécurité arbitraire de 50 % des tassements. Cf. §4.3.1). La hauteur de préchargement étant fixée, le dimensionnement vise à déterminer le maillage de drains nécessaire pour garantir une consolidation d'au moins 90 % en trois mois (calendrier opérationnel imposé).

4 APPLICATION AU BATIMENT COAGULATION FLOCCULATION

4.1 Évaluation des tassements sous un système de fondations complexe

Les calculs sont réalisés à l'aide du logiciel FOXTA V4, module TASSELDO.

Les contraintes ELS_QP sous fondations des bâtiments sont définies individuellement, selon leurs dimensions (longueur L × largeur B). En termes de cote, la contrainte est appliquée à la base des futures fondations (située à quelques décimètres du futur toit de la plateforme, selon les configurations).

Les remblais de plateforme sont modélisés comme une « couche de sol » à comportement élastique (cf. paramètres Figure 6), afin de permettre une diffusion correcte des charges du bâtiment au sein des remblais d'apport.

En phase d'exécution (noté EXE), les remblais PF (correspondant aux remblais entre le TN et le niveau de PF) seront mis en place quasiment simultanément avec les remblais de préchargement (correspondant aux remblais au-dessus du niveau de PF). Les tassements mesurés lors des suivis d'instrumentation des préchargements correspondront donc aux tassements sous remblais de plateforme additionnés à ceux dus aux préchargements. Pour le dimensionnement de la hauteur des préchargements, il est indispensable de connaître les tassements réels en phase travaux (cf. calcul $H_{\text{préchargement}}$ §4.3.1). À cette fin, aucun poids volumique n'est attribué aux remblais dans le modèle. Une charge équivalente, correspondant au produit du poids volumique par la hauteur de remblai PF, est directement introduite dans les charges au niveau du TN. Cette approche permet de retrouver les tassements effectifs attendus durant la phase EXE. La figure ci-dessous présente une synthèse des données d'entrée utilisées dans le logiciel.

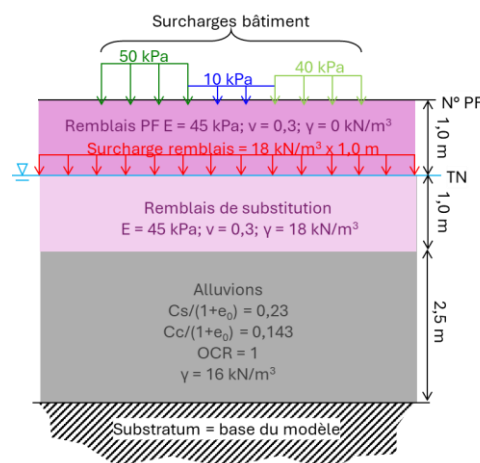


Figure 3 : Données d'entrées TASSELDO

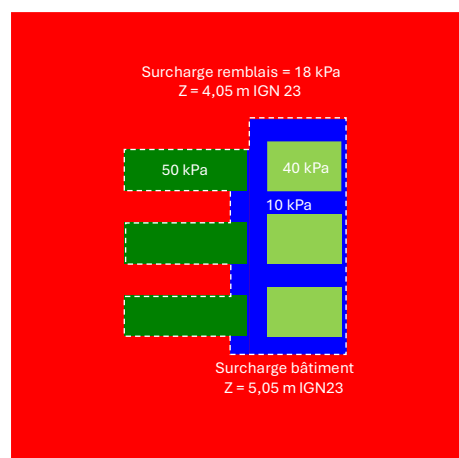


Figure 4 : Schéma plan du chargement

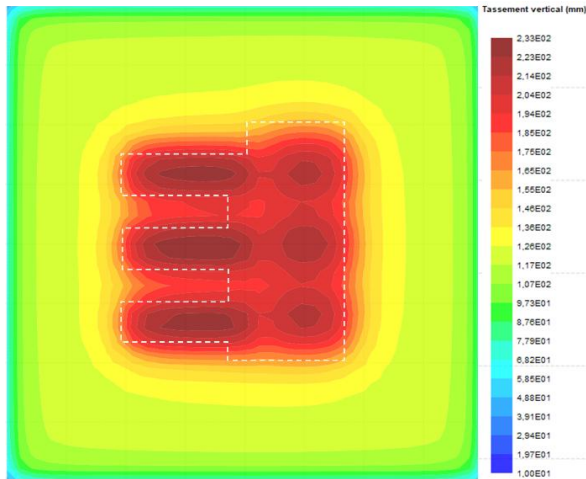


Figure 5 : Tassements verticaux sous bâtiment « Coagulation Floculation »

Les tassements maximaux attendus sous le bâtiment « Coagulation Floculation » sont de l'ordre de 23 cm.

4.2 Recherche de la contrainte équivalente

Une contrainte équivalente uniforme de 35 kPa appliquée au niveau de la PF permet d'obtenir 23 cm tassements.

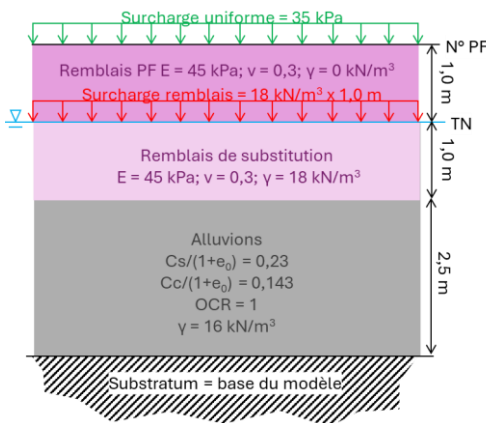


Figure 6 : Données d'entrées

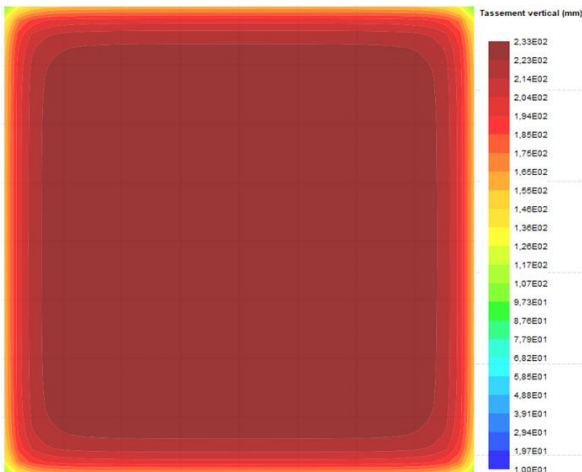


Figure 7 : Tassements verticaux sous contrainte équivalente uniforme

4.3 Dimensionnement des préchargement et drain.

4.3.1 Hauteur des préchargements

À la fin des travaux de préchargement, le poids des terres retirées après réglage doit au moins être égale au poids du bâtiment (35 kPa dans notre cas). De cette manière on s'assure que la charge projet est bien inférieure à la contrainte de préconsolidation σ'_p acquise pendant les préchargements. Pour ce faire, la hauteur des remblais de préchargement doit être égale à la somme des valeurs suivantes :

- Charge projet (noté Q) divisée par le poids volumique des remblais (noté γ_R), soit 35 kPa / 18 kN/m³ dans notre cas.
- Hauteur des tassements (noté s') et égal à 23 cm dans notre cas.
- Pour pallier les éventuelles surépaisseurs locales de tassements, nous choisissons d'ajouter une marge de sécurité égale à 50% des tassements (soit $0.5 \times s'$).

En définitif nous retenons :

$$H_{\text{Préchargement}} = \frac{Q}{\gamma_R} + 1,5 \times s' \quad (11)$$

Soit 2,3 m dans le cas du bâtiment « Coagulation Floculation ». Cette hauteur est associée à une contrainte de préchargement de 41 kPa auxquels viennent s'ajouter la contrainte des remblais de PF de l'ordre de 18 kPa. On s'attend à des tassements de l'ordre de 25 cm sous cette contrainte.

Cette hauteur de remblai reste légèrement inférieure aux hauteurs retenues usuellement, de l'ordre de 1,5 fois les contraintes projet (ici 2,9 m, soit ~80 %).

4.3.2 Maillage de drains

Des drains plats de diamètres équivalent $d = 10$ cm, mis en œuvre jusqu'au toit des altérites compactes et répartis selon une maille carrée de $2,3 \times 2,3$ m², une consolidation de 90 % est atteinte au bout de 3 mois (cf. Figure 8) tenant compte des caractéristiques suivantes :

Tableau 2. Caractéristiques du drainage

C_r (m ² /s)	D (m)	d (m)	n (1,13D/d) (-)	F(n) facteur de Barron (-)
$6,25 \times 10^{-7}$	2,3	~ 0,1	26	2,5

La figure suivante présente le taux de consolidation calculé en fonction du temps pour l'enveloppe des situations :

- Courbe orange : sans dispositif de préchargement ni drains ;
- Courbe bleue : avec dispositif de préchargement et drains.

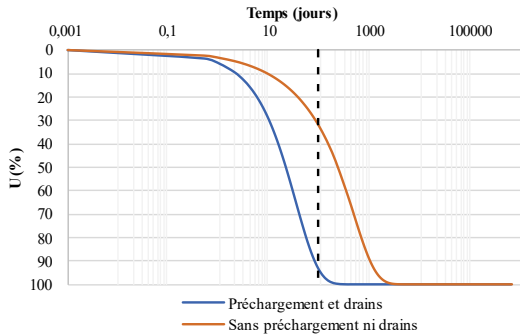


Figure 8 : Degré de consolidation

5 COMPARAISON DES RESULTATS THEORIQUES AVEC LES DONNEES DE SUIVI CHANTIER

Le suivi tassométrique mis en place dès le début du préchargement permet aujourd'hui de comparer les tassements observés in situ aux prévisions issues du dimensionnement œdométrique et des simulations sous FOXTA. Deux tassomètres (TAS 8 et TAS 9) situés au droit du bâtiment « Coagulation Flocculation » sont analysés dans cette section.

Nota : Le maillage finalement mis en place est de $1 \times 1 \text{ m}^2$, ce qui implique mécaniquement une consolidation plus rapide que prévu initialement avec un maillage $2,3 \times 2,3 \text{ m}^2$.

5.1 Analyse du suivi tassométrique

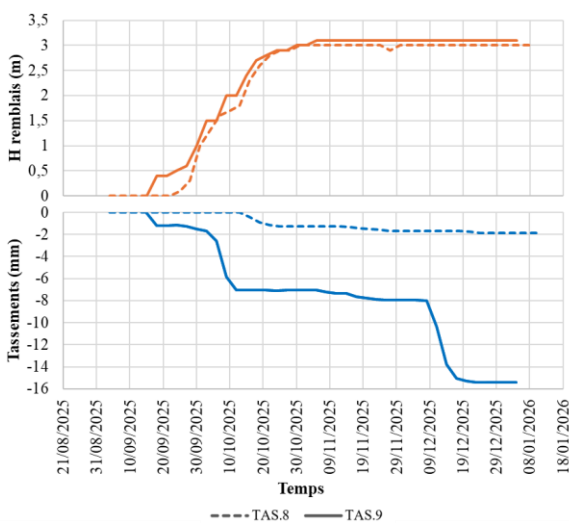


Figure 9 : Suivi de la montée des remblais et des tassements (TAS 8 et TAS 9)

Sur la période allant de fin août 2025 à mi-janvier 2026, les graphiques ci-dessus présentent l'évolution simultanée :

- De la hauteur des remblais (H remblai PF + préchargement) en orange,
- Des tassements mesurés par les tassomètres TAS 8 et TAS 9 en bleu.

Le tassomètre TAS 9 présente deux variations abruptes de tassement, l'une début octobre et l'autre début décembre. Ces pics ne correspondent à aucune étape particulière de mise en charge, ils sont donc interprétés comme des artefacts de mesure, probablement liés à un choc sur la pige tassométrique. Les données issues de TAS 9 ne sont pas retenues dans l'analyse.

Le suivi indique une mise en place progressive des remblais de plateforme et de préchargement, ce qui rend difficile une lecture strictement quantitative de la vitesse de consolidation. En se concentrant uniquement sur TAS 8, et en adoptant une échelle verticale plus adaptée (cf. figure suivante), on observe des tassements relativement rapides, avec des phases de stabilisation relativement courtes, après chaque hausse de remblai.

La reprise des calculs de conception pour adapter le maillage à celui réellement mis en œuvre en phase EXE ne nous semble pas pertinente, dans la mesure où aucune donnée quantitative exploitable ne peut être obtenue, notamment en raison de la montée très progressive des remblais.

Au terme d'environ trois mois de préchargement, les tassements mesurés au droit de TAS 8 tendent vers 2 cm.

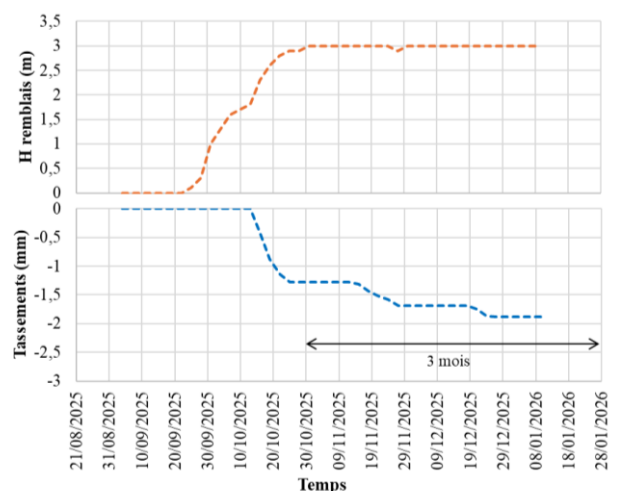


Figure 10 : Suivi de la montée des remblais et des tassements au droit du TAS 8

5.2 Limite de la conception

Au final, les tassements mesurés sur site, de l'ordre de 2 cm, ne représente qu'environ 8 % des tassements attendus au droit des remblais PF et préchargement.

L'écart peut s'expliquer de plusieurs manières :

- Les paramètres œdométriques retenus ne reflètent peut-être pas pleinement les conditions réelles du terrain. En effet, la faible quantité d'essais œdométriques disponibles génère un niveau d'incertitude significatif sur les valeurs adoptées. À titre d'exemple, le coefficient de compression peut entraîner des variations de l'ordre de ± 25 % sur le tassement final. Cette incertitude se répercute d'autant plus fortement que la stratigraphie montre des hétérogénéités latérales d'épaisseur d'alluvions (3 à 6 m).
- Les calculs de consolidation supposent une perméabilité constante et un comportement homogène des alluvions, ce qui est rarement le cas sur le terrain. Les alluvions de Mayotte présentent des variations notables de teneur en fines, influençant le coefficient C_v . En pratique, les vitesses de consolidation mesurées sur chantier tendent à être plus rapides que celles du calcul, ce qui pourrait s'expliquer par une perméabilité horizontale plus élevée que la valeur moyenne retenue.
- Enfin, le niveau d'eau retenu en phase de conception s'avère – comme attendu – conservateur. Les mesures réalisées en phase chantier montrent en effet que la piézométrie suit directement les variations du niveau marin, avec des niveaux d'eau nettement plus bas que ceux supposés lors des calculs initiaux. Il apparaît ainsi que l'écart observé entre les tassements théoriques et les tassements mesurés proviendrait principalement de cet aspect : des hauteurs de sol saturé plus faibles que prévu entraînent des épaisseurs de sols compressibles réduites, et donc des tassements réels plus faibles que ceux anticipés en conception.

6 CONCLUSION

L'écart observé entre les tassements théoriques et ceux mesurés en phase chantier souligne le rôle déterminant de la caractérisation géotechnique initiale. Les hypothèses de conception – notamment concernant le niveau d'eau, les épaisseurs de sols saturés et la compressibilité des alluvions – reposaient sur un jeu de données limité. Les mesures réalisées en phase travaux ont montré que les conditions

hydrogéologiques réelles différaient sensiblement, entraînant des tassements plus faibles que ceux prédits.

Une conception produit des résultats pertinents si les données d'entrée sont de bonne qualité et jugées fiables.

Ainsi, cette configuration rappelle l'importance de mener une campagne d'investigations géotechniques complète et représentative. Dans notre cas les données complémentaires suivantes permettent de fiabiliser l'approche retenue :

- Un suivi piézométrique sur une durée suffisante, incluant les périodes humides ;
- Des essais œdométriques en nombre adapté, pour réduire les incertitudes sur les paramètres de compressibilité.

Cette étude confirme donc que la qualité de la campagne géotechnique constitue un levier essentiel pour fiabiliser la conception et maîtriser les risques géotechniques.

Au vu de la divergence des calculs de tassements théoriques et du suivi tassométrique, le bureau d'étude en charge de la G3 réalisera un retro calcul à partir du suivi d'instrumentation des préchargements afin de retrouver les modules de déformation réel des alluvions argilo-sableuses. Cette étude devrait permettre d'alimenter notre base de données interne sur les sols de Mayotte et ainsi d'optimiser les futures conceptions de projet similaire.

7 REMERCIEMENT

Les auteurs tiennent à remercier COLAS pour la qualité des échanges et de la collaboration durant l'ensemble de la phase EXE.

Merci à ARTELIA également pour son accompagnement attentif, la mise à disposition de ses compétences internes et la qualité de l'encadrement apporté durant toute la mission.

8 REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Hubert, B., Philipponnat, B., Payant, O. & Zerhouni, M. (2019). *Fondations et ouvrages en terre – Manuel professionnel de géotechnique du BTP*, 2^e éd., Éditions Eyrolles, Paris, France.
- Leroueil, S., Magnan, J.-P. & Tavenas, F. (1985). *Remblais sur argiles molles*, 1^{ère} éd., Éditions Tec et Doc – Lavoisier, Paris, France.