

# Centre des Monuments Nationaux

Restauration de la stabilité de la Tour Saint Nicolas

Travaux de renforcements structurels



## Centre des Monuments Nationaux

62, rue Saint-Antoine - 75186 - Paris Cedex 04

Restauration de la stabilité de la Tour Saint Nicolas

Travaux de renforcements structurels

Version du document :	Date d'émission :	Commentaires :
Indice 0	27/11/2024	Première émission.

**Numéro d'affaire :** 2022/07164

**Rédacteur :** M. BARRY – info@aegis-groupe.com – 06 30 16 51 63.

**Maître d'ouvrage :** Centre des Monuments Nationaux  
62, rue Saint-Antoine - 75186 - Paris Cedex 04

**Localisation du Projet :** Tour Saint Nicolas – La Rochelle 17000

**Nombre de pages du document (hors annexes) :** 20

**Nombre d'annexes :** 0

## TABLE DES MATIERES

<b>I.</b>	<b>INTRODUCTION :</b>	<b>2</b>
I. 1.	Cadre général d'intervention :	2
I. 2.	Apports des derniers résultats d'instrumentation :	2
<b>II.</b>	<b>DONNEES D'ENTREE – HYPOTHESES DES MODELES DE CALCULS :</b>	<b>3</b>
II. 1.	Marnage :	3
II. 2.	Chargement TSN :	3
II. 2. 1.	Généralités :	3
II. 2. 2.	Cas particulier de la pression interstitielle :	3
II. 3.	Pieux :	4
II. 3. 1.	Fouilles intérieures et extérieures :	4
II. 3. 2.	Résultats de laboratoire :	7
II. 3. 3.	Bilan :	7
II. 4.	Modélisation des sols et pieux :	8
II. 4. 1.	Rappels généraux :	8
II. 4. 2.	Particularités de la modélisation :	8
II. 5.	Evaluation des propriétés de cisaillement des sols et leviers de modélisation :	8
II. 5. 1.	Méthode analytique :	9
II. 5. 2.	Méthode numérique :	11
II. 5. 3.	Travaux d'urgence – évaluation des actions d'enserrement :	17
II. 6.	Synthèse des analyses :	18
<b>III.</b>	<b>SYNTHESE DES MECANISMES :</b>	<b>19</b>

## I. INTRODUCTION :

---

### I. 1. Cadre général d'intervention :

La présente note a été menée par le BET AEGIS-GROUPE à la demande du maître d'ouvrage : **Le Centre des Monuments Nationaux**.

Cette note a pour objectif d'apporter une analyse géotechnique complémentaire aux préconisations de renforcements structurels d'urgence projetés pour 2025. Ces renforcements structurels d'urgence seront entrepris suite à une accélération préoccupante des déformations et déplacements de la Tour au cours de l'année 2024 ayant abouti à des compléments d'auscultation à partir d'Août 2024.

### I. 2. Apports des derniers résultats d'instrumentation :

La Tour St Nicolas fait l'objet depuis 2019 d'une surveillance automatisée qui a été fortement complétée entre Août et Septembre 2024 en raison de l'accélération des mouvements. Cette instrumentation comporte à ce jour des mesures automatisées par théodolites, fissuromètres, inclinomètres et cellules de pressions interstitielles assurée par le BET SITES. Par ailleurs, la création d'un nouveau nuage de points comparé avec celui existant a permis d'identifier les mouvements intra-tour.

Sur la base des nouveaux résultats analysés à partir de Septembre/Octobre 2024, il apparaîtrait une influence préjudiciable des niveaux de marée très basses avec des effets de seuils suspectés mais pas clairement établis au regard du manque de recul sur l'analyse des données.

Par ailleurs, les dispositifs complémentaires d'instrumentation géotechniques (inclinomètres en forage et CPI) n'ont pas encore fourni de résultats pouvant être intégrés aux modèles. Il paraît clair que les apports de ces dispositifs pourront amener à reconsidérer certains mécanismes d'instabilité aujourd'hui considérés comme hypothèses privilégiées.

## II. DONNEES D'ENTREE – HYPOTHESES DES MODELES DE CALCULS :

### II. 1. Marnage :

Niveaux pris en considération (donnés en relatif par rapport à l'arase inférieure de la Tour) :

- PHMA : n/c (plus haute mer astronomique) ;
- PMVE : +5.10mCE (pleine mer moyenne de vives eaux) ;
- PMME : +3.95mCE (pleine mer moyenne de mortes eaux) ;
- NM : +2.90mCE (marée moyenne) -> calé à -2.50 NGF ;
- BMME : +1.50mCE (basse mer moyenne de mortes eaux) ;
- BMVE : +0.00mCE (basse mer moyenne de vives eaux) ;
- PBMA : n/c (plus basse mer astronomique).

### II. 2. Chargement TSN :

#### II. 2. 1. Généralités :

$Q_{tot}$  actuel, hors UPL : 50t/m<sup>2</sup> (hors pondération présumée), dont 50% de la masse de la tour environ répartie dans le tier inférieur, pour une arase inférieure de tour approximativement inclinée de 3°.

Les actions allégeantes associées aux effets de marée sont estimés comme suit :

- PHMA : n/c ;
- PMVE : -5.1t/m<sup>2</sup> -- > 44.9t/m<sup>2</sup> (-10%  $Q_{tot}$ ) ;
- PMME : -3.95t/m<sup>2</sup> -- > 46.05t/m<sup>2</sup> (-7.9%  $Q_{tot}$ ) ;
- NM : -2.90t/m<sup>2</sup> -- > 47.10t/m<sup>2</sup> (-5.8%  $Q_{tot}$ ) ;
- BMME : -1.50t/m<sup>2</sup> -- > 48.5t/m<sup>2</sup> (-3%  $Q_{tot}$ ) ;
- BMVE : -0.00t/m<sup>2</sup> ;
- PBMA : n/c, *dito* BMVE.

Nous partons de l'information que les combinaisons d'actions structurelles et hydrauliques conduisant aux situations géotechniques les plus défavorables correspondent aux marées les plus basses. Cette observation, du reste prévisible, apparaît parfaitement corrélée au suivi d'instrumentation de la Tour.

Considérant cet élément, les modèles géotechniques et itérations de calage sont préférentiellement élaborés à partir de configurations BMME ou BMVE. La situation PBMA correspondra théoriquement à la configuration la plus pénalisante sur l'ouvrage, mais n'apparaît en première approximation pas pertinente pour procéder au calage des paramètres géotechniques de travail. Cette situation méritera une analyse particulière.

#### II. 2. 2. Cas particulier de la pression interstitielle :

On notera qu'au stade actuel de l'instrumentation et des investigations sur site, aucun découplage franc n'a été démontré entre le niveau de marée et la pression d'eau en profondeur dans les sols (en dehors de la frange superficielle des alluvions). Il est néanmoins vraisemblable que la faible perméabilité des sols compressibles et leur épaisseur marquée ne permette pas un équilibre parfait de la pression hydrostatique de la colonne d'eau libre et de la pression interstitielle de la colonne de sol.

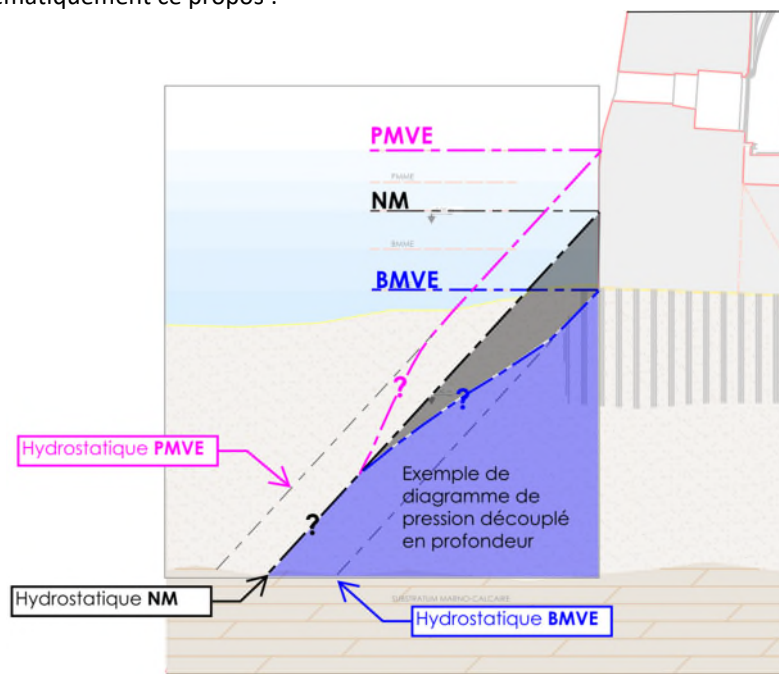
Un comportement hydraulique découplé dans la colonne de sol, au moins pendant la partie transitoire de changement de marée, est réputée pouvoir avoir un impact :

- Sur l'interprétation des investigations géotechniques en intérieur et extérieur de la Tour :
  - Par exemple sur la pression limite nette  $Pl-p_0$ , notamment dans des sols lâches où le terme de pression interstitielle  $u$  serait grand devant la pression brute d'essai ;
  - Par exemple sur la résistance de pointe statique corrigée  $q_t$ , donc sur coefficient de pression interstitielle  $B_q$ , de nouveau dans le cas de sols lâches où le terme de pression interstitielle  $u$  serait grand devant la résistance de pointe totale ;
  - Sur les paramètres d'ingénierie tirés des essais de laboratoire (type  $\sigma'_{v0}$ ,  $\sigma'_p$ , OCR, etc).



- Sur les calculs et rétro-calages menés en contraintes effectives (conditions drainées), et en contraintes totales (conditions non drainées) ;
- Sur la résistance au cisaillement apparente de couches profondes sensiblement plus faible que ne laisseraient suspecter une répartition hydrostatique de la pression d'eau ;
- etc.

La figure ci-dessous illustre schématiquement ce propos :



Afin de quantifier ce phénomène, des cellules de pression interstitielles ont été équipées au niveau du quai à différentes profondeurs et devront permettre à terme d'évaluer l'impact sur les données géotechniques de travail, et donc d'ajuster le modèle géotechnique.

Le suivi instrumenté méritant un certain nombre de cycles de marée afin de fiabiliser l'analyse, ces données ne sont pour le moment pas disponibles. Les analyses actuelles intègrent donc une répartition homogène de la pression.

## II. 3. Pieux :

### II. 3. 1. Fouilles intérieures et extérieures :

Considérant les investigations géotechniques menées en intérieur et extérieur de tour, l'ouvrage apparaît assis sur maillage général de pieux bois approximativement jointifs plus ou moins équarris, diam 200 à 400mm env., longueur 5m env., débordant d'au moins 1 rangée du contour de la tour, probablement battus au refus à l'intérieur d'un batardeau concentrique.



La fouille intérieure a rendu possible la visualisation des têtes de pieux sous la Tour ainsi que la coiffe assurée par le chevêtre de poutres équarries et le platelage bois. L'état visuel des matériaux apparaît globalement bon au droit du sondage intérieur.

Côté extérieur, le dégagement des pieux côté chenal rend compte de matériaux beaucoup plus dégradés et détériorés que constaté en intérieur de Tour, au moins au niveau de leur partie sommitale dénoyée à chaque marée. La dégradation apparente des têtes de pieux périmétriques laisse d'ores et déjà craindre une dissymétrie comportement et de résistance des pieux entre la sous-face de la Tour et la profondeur. De surcroît, le dégagement des pieux côté chenal est suspecté de mettre en évidence des phénomènes d'érosion interne et de transport solide des sols sous radier de la Tour.

Considérant ces éléments, la zone de faiblesse périmétrique est réputée notablement dégrader la capacité de transmission de charge de la Tour au massif de pieux, ce qui est présumé préjudiciable à la stabilité de l'ouvrage, tant d'un point de vue de la réaction verticale des pieux sous radier de la Tour, que des réactions transversales « pieu / pieu » et « pieu / sol », que du travail en pointe du massif de pieux.

Les quelques photographies ci-dessous illustrent le propos :





L'extension spatiale de cette détérioration et son gradient sous emprise de la Tour n'étant pas connus aujourd'hui, l'analyse géotechnique s'attachera pour le moment plutôt à approcher la sensibilité du modèle géotechnique à la participation des pieux dans la stabilité de l'ouvrage, plutôt qu'à la quantification de leur résistance interne et construction de leurs lois de comportement (du reste hautement spéculatoires aujourd'hui).



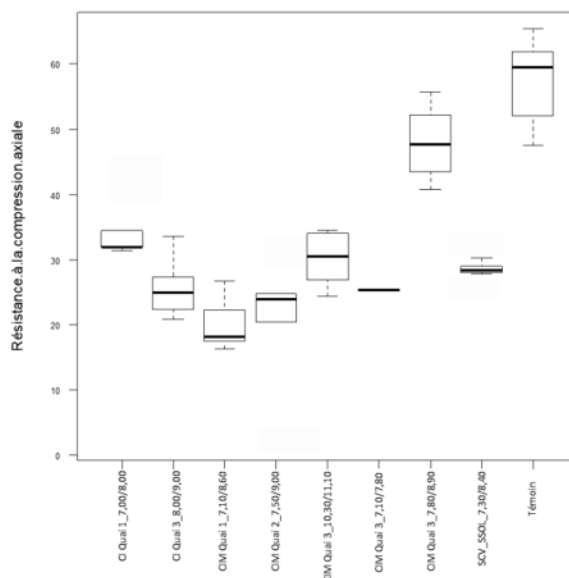
### II. 3. 2. Résultats de laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire CRITTBOIS 2021 (réf. 2018\_295.v1 du 31/05/2021) mettent en évidence des groupes de dégradation comprenant notamment :

- Une présence bactérienne d'érosion (irrégulière suivant les échantillons récupérés) ;
- Une présence d'organismes marins (type diatomées et radiolaires), qui montrent l'accroissement de la porosité du bois ;
- Un développement occasionnel de champignons ;
- Une sédimentation plus ou moins marquée dans les tissus du bois ;
- Une dégradation pariétale des échantillons parfois forte en coupe transversale ;
- Une attaque ponctuelle des pieux par des térébrants marins, conduisant au développement de galeries de forte diamètre (plus ou moins calcifiées aujourd'hui – cf. tomographie rayons X) ;
- Etc.

Les mesures de résistance à la compression menées en laboratoire mettraient en évidence trois familles de résistances principales :

- Une zone fortement dégradée d'environ  $R_c = 19\text{MPa}$  ;
- Une zone moyennement dégradée d'environ  $R_c = 20$  à  $30\text{MPa}$  ;
- Une zone faiblement dégradée de  $R_c \geq 30\text{MPa}$ .



Extrait rapport annoté : réf. 2018\_295.v1 du 31/05/2021

Il convient de noter que les échantillons ayant fait l'objet de mesures  $R_c$  en laboratoire correspondent aux matériaux ayant pu être prélevés in situ par carottage et tronçonnage ; et ayant pu être confectionnés en éprouvettes. Les détériorations des têtes de pieux périmétriques n'ont pas pu faire l'objet de mesures de résistance à la compression.

Les mesures de masses volumiques rendent quant à elles de valeurs plutôt élevées de l'ordre de  $1000\text{kg/m}^3$ , ce que CRITTBOIS associe à la présence de sédiments en grande quantité à l'intérieur des échantillons.

### II. 3. 3. Bilan :

Les essais de laboratoire menés et interprétés dans le rapport CRITTBOIS permettent d'étayer l'analyse géotechnique des mécanismes à l'origine probable des désordres. Ils apparaissent notamment confirmer que la participation des pieux à la tenue de l'ouvrage est forte, ce qui rendra les mécanismes de détérioration de résistance et de portance majeurs dans l'évolutivité des futurs désordres (notamment en périmétrie de l'ouvrage).

## **II. 4. Modélisation des sols et pieux :**

### **II. 4. 1. Rappels généraux :**

Nous rappelons à grande échelle que les sols fins constituant l'assise de la Tour présentent un faciès limoneux dominant, finement sableux et silteux. Ces matériaux évoluent de manière sporadique vers des faciès parfois plus riches en vases, en argiles, en sables, et peuvent présenter très localement des niveaux à matière organique.

D'un point de vue compacité, les sols présentent globalement des caractéristiques mécaniques médiocres à faibles en périphérie de la Tour, et faibles à moyennes sous son emprise. Cette amélioration sous ouvrage est réputée associée à l'accroissement de la contrainte effective depuis sa construction (consolidation des sols).

La frange superficielle des alluvions composant le glacis côté chenal et port apparaît quant à elle particulièrement médiocre en compacité, ce qui est suspecté associé au flux/reflux de marée générant de l'érosion plus ou moins régulière, à la sédimentation plus ou moins récente des matériaux, à la faible contrainte effective de ces sols, etc.

### **II. 4. 2. Particularités de la modélisation :**

Considérant la mise en évidence d'un mécanisme d'individualisation et translation de la moitié Ouest de la Tour, dont la cinétique apparaît s'être clairement amplifiée ces dernières années, une analyse géotechnique des mécanismes probables à l'origine du phénomène est menée dans la suite de la note. Cette analyse a pour objet :

- D'évaluer l'intensité des actions stabilisatrices à mettre en jeu pour améliorer le comportement monolithique de l'ouvrage au niveau de la zone de translation ;
- D'évaluer la compatibilité de ces actions avec les moyens pouvant être mis en œuvre en urgence.

Considérant ces éléments, l'analyse géotechnique devra porter sur l'évaluation des propriétés de cisaillement des sols par rétro-calage à partir d'un modèle volontairement simpliste postulant :

- Un état d'équilibre limite ;
- Une isotropie des caractéristiques mécaniques dans l'espace (type mono-couche / bicouche) ;
- Un comportement hydraulique isostatique, pour un niveau de marnage de type BMVE ;
- Une approche traditionnelle de sécurité, sans prise en compte de facteurs partiels ;
- Sur le lissage de la pente moyenne du glacis en partie basse de tour côté chenal (abstraction des affouillements localisés).

Les propriétés de cisaillement des pieux sous ouvrage, postuleront quant à elles :

- Un maillage homogène en plan avec un diamètre moyen de 0.50m pour un entraxe moyen 0.60m ;
- Une isotropie des caractéristiques mécaniques, sans dégradation en plan ni en profondeur ;
- Des caractéristiques de résistances comparables avec des matériaux actuels utilisés dans l'industrie.

Ces hypothèses pourront être amenées à évoluer en fonction des analyses complémentaires de l'instrumentation et des sondages réalisés en 2024.

## **II. 5. Evaluation des propriétés de cisaillement des sols et leviers de modélisation :**

Considérant le volume de sol mis à contribution dans la reprise des charges de la Tour Saint Nicolas, il est jugé que l'analyse du comportement géotechnique « en grand » des sols présente plus de pertinence dans le calage qu'une discrétisation fine des sols, au moins pour la phase actuelle des travaux d'urgence. Le modèle préliminaire construit dans la suite de la note méritera des ajustements et complexifications.

L'obtention progressive des résultats de laboratoire complémentaires tirés de la campagne géotechnique de 2024, des mesures d'instrumentation, des suivis inclinométriques, etc., permettront d'affiner la modélisation géotechnique et identifier le(s) faisceau(x) préférentiel(s) de rupture(s) suspecté(s) sous l'ouvrage en prévision des travaux définitifs.

## II. 5. 1. Méthode analytique :

Considérant ce qui précède, nous proposons une première itération de calage s'inspirant des procédures d'évaluation des propriétés de cisaillement à l'aide de la théorie de la Plasticité (repris dans fascicule 62 titre V, dans l'Eurocode 7 et plus généralement dans la littérature géotechnique).

Cette approche repose sur l'évaluation d'une charge limite de portance, en conditions drainées, en superposant trois termes de résistance :  $Q_u = Q_y + Q_p + Q_c$  ;

- $Q_y$  représentant la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle (les sols d'assise étant réputés présenter un comportement frottant et cohérent) ;
- $Q_p$  représentant l'action des terres situées au-dessus du niveau d'assise et supposées agir comme une surcharge stabilisatrice limitant le développement de surfaces de cisaillement sous semelle ;
- $Q_c$  représentant l'action de la cohésion.

La formulation NF P94-261 s'écrit :  $q_{net} = c' N_c b_c s_c i_c + q_0' N_q b_q s_q i_q + q N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma - q_0'$

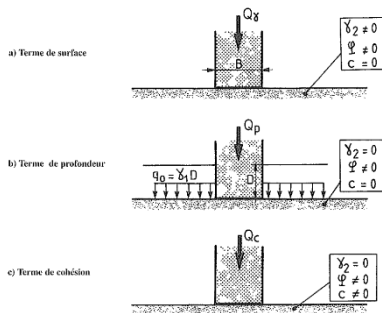


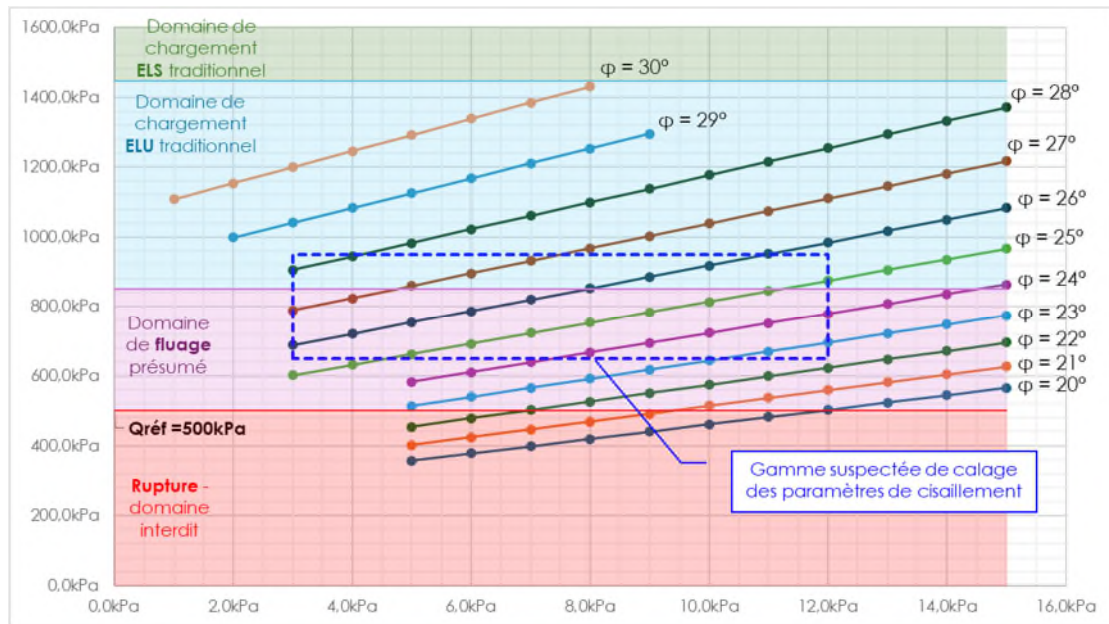
Tableau F.3.3 — Facteurs de portance, coefficients de base et de forme de la fondation, coefficients d'inclinaison de la charge – Méthode analytique en conditions drainées

Facteurs / coefficients	Terme de surcharge ou de profondeur	Terme de cohésion	Terme de surface
Portance	$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$	$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'}$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$
Forme <sup>a</sup>	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi'$	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'}$
Inclinaison de la base <sup>b</sup>	$b_q = (1 - \alpha \tan \phi')^2$	$b_c = \frac{b_q (1 - b_q)}{N_q \tan \phi'}$	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$
Inclinaison de la charge <sup>c,d</sup>	$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' c' / \tan \phi'} \right]^m$	$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_q \tan \phi'}$	$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A' c' / \tan \phi'} \right]^{m+1}$

Considérant :

- Une inclinaison de base de la Tour  $\alpha = 3^\circ$  environ ( $\approx 1\text{m}$  de tassement différentiel sur 20m de diamètre environ) ;
- Une contrainte de référence moyenne  $q_{réf} = 500\text{kPa}$  faisant abstraction de la compartimentation de la tour ;
- Un massif de pieux participant fortement à la reprise des charges de la Tour en transmettant la contrainte jusqu'en pointe ;
- Un taux de substitution du massif de pieux bois battus de 70% ;
- Des conditions drainées comme décrivant le comportement en grand des sols sous la tour ;

La figure ci-dessous rend compte de gammes de charges limites de portance en fonction des familles de paramètres de cisaillement apparents :



Considérant la contrainte de référence sous la tour, les couples de paramètres de cisaillement permettant d'assurer la tenue de l'ouvrage seraient compris entre  $\phi' = 23^\circ$  à  $>28^\circ$ ,  $C' = 3$  à  $>12 \text{ kPa}$ . Ces fourchettes de résistance doivent bien évidemment être prises avec prudence au regard de l'application abusive de la méthode, et de la variabilité possible des données d'entrée du modèle, tel que :

- Le niveau de substitution du massif pieux bois battus (mixte « sol/pieu ») ;
- De l'aspect tridimensionnel du problème ;
- L'aspect potentiellement découplé du niveau de marnage et pression interstitielle ;
- La dégradation prévisible des propriétés  $C'/\phi'$  dans les sols au niveau du glacis ;
- La meilleure résistance présumée des sols sous la Tour par rapport à l'extérieur de la Tour ;
- Les considérations traditionnelles de résistance de pic, d'état critique et d'état résiduel (non-linéarité prévisible de résistance au cisaillement dans le domaine des grandes déformations).

Nous rappelons que l'évaluation de la charge limite présentée ci-dessus est donnée hors pondération et doit être considérée comme une rupture du massif de sol. Le facteur de sécurité cible dans le cadre de cette analyse n'est pas connu. Il est toutefois réputé être associé à un système stable à court terme / très court terme, mais sujet à des déformations différées.

En dehors des limites prévisibles d'application de la méthode analytique qui précède (schéma de Prandtl/Rankine), elle permet d'évaluer des fourchettes de caractéristiques minimales nécessaires pour couvrir la tenue du sol sous la Tour, pour un mécanisme de rupture selon trois blocs, composés d'un volume théorique solidaire de la fondation (I), de deux volumes mobiles (II) en interaction avec un volume immobile (III) à l'interface desquels d'exercent des efforts de cisaillement :

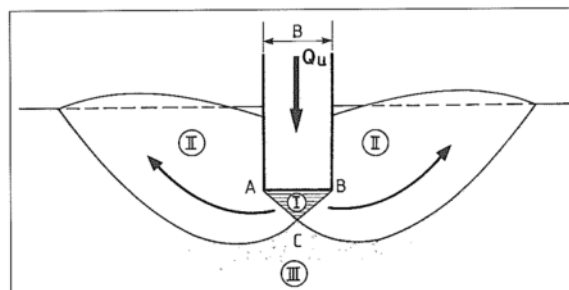
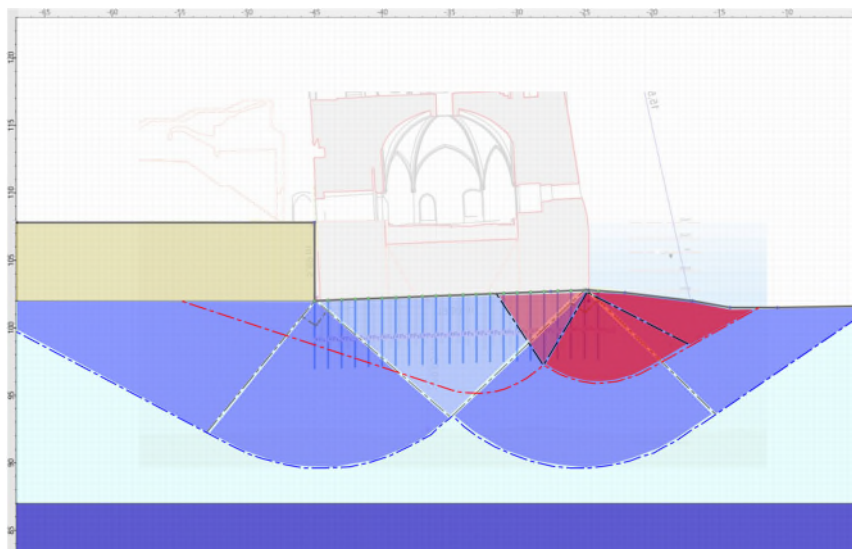


Fig. 10.4. Schéma de rupture d'une semelle



Nous illustrons grossièrement sur la figure ci-dessous plusieurs familles de rupture :



Considérant la mise en évidence d'un mécanisme de translation du pied de Tour compartimenté, dont le gradient d'ouverture apparaît croissant de la tête vers le pied, il est vraisemblable qu'un mécanisme de rupture local puisse exister en périmétrie d'ouvrage (en rouge ci-dessus).

Nous constaterons dans la suite de l'analyse que les mécanismes de ruptures circulaires ou spirales logarithmiques, traités sous logiciel, rendent compte de surfaces à concavité proche des mécanismes qui précèdent.

## II. 5. 2. Méthode numérique :

Les paramètres de cisaillements apparents sont évalués dans un second temps, suivant la méthode des tranches de BISHOP (et approche cinématique du calcul à la RUPTURE pour comparaison). Ces dernières consistent à définir le rapport entre les actions stabilisatrices et déstabilisatrices le long de nombreuses surfaces de glissement, pour des formes de rupture variables (circulaires, spirales logarithmiques).

Nous menons en parallèle à cette modélisation, une analyse de sensibilité des données d'entrée. Les configurations étudiées sont commentées ci-dessous :

## Configuration 1 – modèle sol monocouche sans participation des pieux à la stabilité d'ensemble

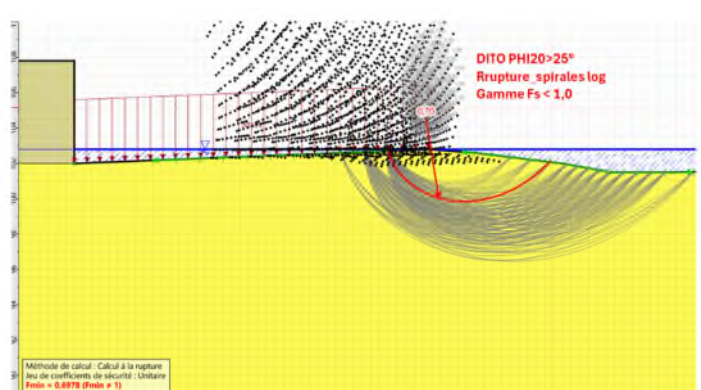
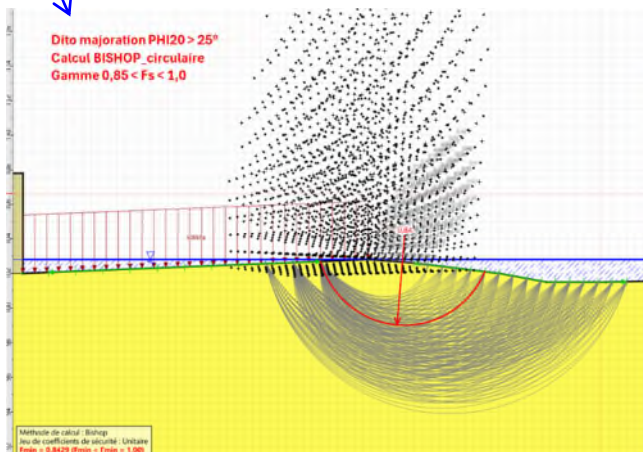
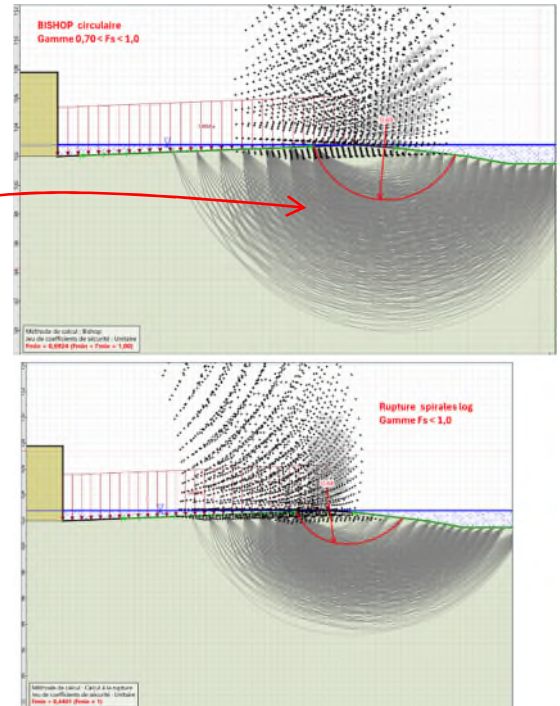
Les paramètres considérés ainsi que leur gamme de variation (+ ou -) sont les suivants :

- Paramètres étudiés :
  - [Couche de sol "ALLUV"] Cohésion ( $\mu_1=10,0$  kPa,  $\sigma_1=5,0$  kPa)
  - [Couche de sol "ALLUV"] Angle de frottement ( $\mu_2=25,00^\circ$ ,  $\sigma_2=5,00^\circ$ )
  - [Couche de sol "ALLUV"] Poids volumique ( $\mu_3=17,0$  kN/m<sup>3</sup>,  $\sigma_3=3,4$  kN/m<sup>3</sup>)
  - [Charge répartie "500kPa"] Densité q2 ( $\mu_4=500,0$  kPa,  $\sigma_4=50,0$  kPa)
  - [Charge répartie "500kPa"] Densité q1 ( $\mu_5=500,0$  kPa,  $\sigma_5=50,0$  kPa)

Les facteurs de sécurité obtenus pour cette configuration 1 sont les suivants ( $F < 1.0$  = rupture,  $F_{cible} = 1.10$  à  $1.30$ ) :

### Résultats :

- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17**  
 $F_{min,0} = 0,8359$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_5, PHI\_25, Y\_17**  
 $F_{min,1} = 0,7478$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_15, PHI\_25, Y\_17**  
 $F_{min,1+} = 0,9157$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_20, Y\_17**  
 $F_{min,2} = 0,6870$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_30, Y\_17**  
 $F_{min,2+} = 0,9957$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_13,6**  
 $F_{min,3} = 0,7652$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_20,4**  
 $F_{min,3+} = 0,8893$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q2\_495**  
 $F_{min,4} = 0,8636$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q2\_605**  
 $F_{min,4+} = 0,8118$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q1\_495**  
 $F_{min,5} = 0,8384$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q1\_605**  
 $F_{min,5+} = 0,8334$



**Bilan :** l'abstraction du massif de pieux rend compte d'une rupture systématisée du massif de sol pour le niveau de chargement nominal de la Tour en situation BMVE. Bien que cette configuration idéalisée n'ai pas sens physique, il apparait clairement qu'une minoration totale de la résistance des pieux (soit par leur altération, soit par leur endommagement), conduirait à une rupture sous l'ouvrage.



**Configuration 2** – modèle sol monocouche et avec répartition de charge de la Tour en pointe des pieux (troncage du massif de pieux bois battus)

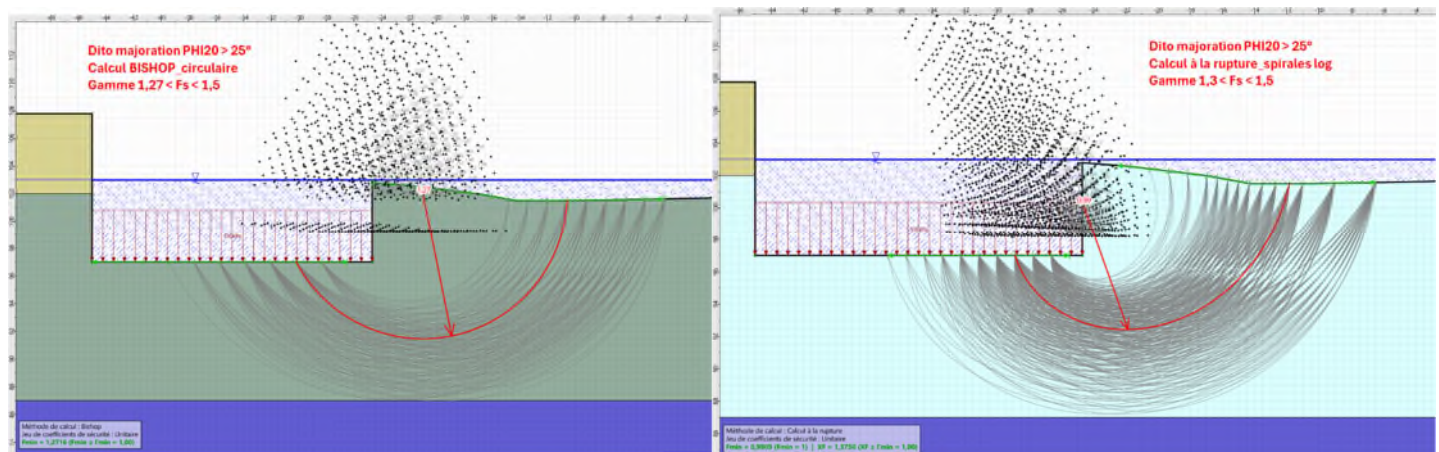
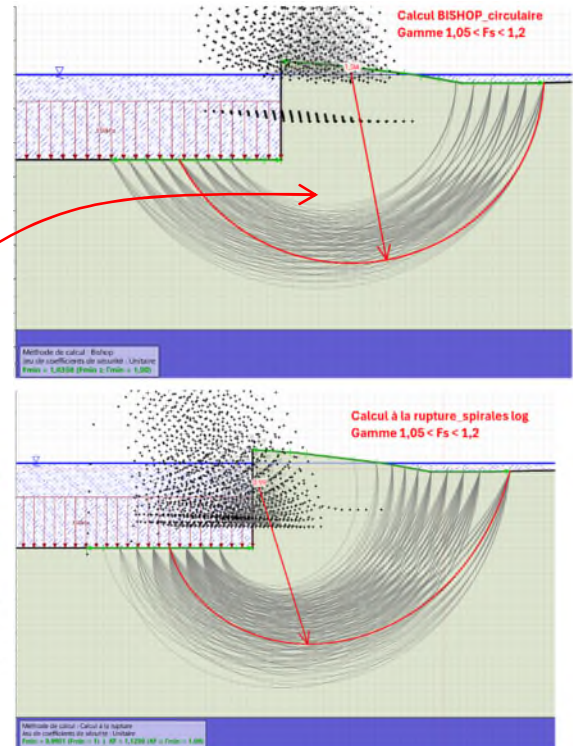
- Paramètres étudiés :

- [Couche de sol "ALLUV"] Cohésion ( $\mu_1=10,0$  kPa,  $\sigma_1=5,0$  kPa)
- [Couche de sol "ALLUV"] Angle de frottement ( $\mu_2=25,00^\circ$ ,  $\sigma_2=5,00^\circ$ )
- [Couche de sol "ALLUV"] Poids volumique ( $\mu_3=17,0$  kN/m<sup>3</sup>,  $\sigma_3=3,4$  kN/m<sup>3</sup>)
- [Charge répartie "550kPa"] Densité q2 ( $\mu_4=550,0$  kPa,  $\sigma_4=55,0$  kPa)
- [Charge répartie "550kPa"] Densité q1 ( $\mu_5=550,0$  kPa,  $\sigma_5=55,0$  kPa)

Les facteurs de sécurité obtenus pour cette configuration 2 sont les suivants ( $F < 1.0$  = rupture,  $F_{cible} = 1.10$  à  $1.30$ ) :

**Résultats :**

- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17**  
 $F_{min,0} = 1,2794$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1-\sigma_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_5, PHI\_25, Y\_17**  
 $F_{min,1-} = 1,1875$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1+\sigma_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_15, PHI\_25, Y\_17**  
 $F_{min,1+} = 1,3688$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2-\sigma_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_20, Y\_17**  
 $F_{min,2-} = 1,0369$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2+\sigma_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_30, Y\_17**  
 $F_{min,2+} = 1,5411$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3-\sigma_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_13,6**  
 $F_{min,3-} = 1,0382$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3+\sigma_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_20,4**  
 $F_{min,3+} = 1,5063$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4-\sigma_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q2\_495**  
 $F_{min,4-} = 1,3395$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4+\sigma_4$ ,  $x_5=\mu_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q2\_605**  
 $F_{min,4+} = 1,2293$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5-\sigma_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q1\_495**  
 $F_{min,5-} = 1,2910$
- Coefficient de sécurité obtenu avec  $x_1=\mu_1$ ,  $x_2=\mu_2$ ,  $x_3=\mu_3$ ,  $x_4=\mu_4$ ,  $x_5=\mu_5+\sigma_5$  : **C\_10, PHI\_25, Y\_17, Q1\_605**



**Bilan** : la répartition de la charge répartie de Tour au niveau de pointe des pieux, avec prise en compte implicite d'un terme de profondeur ( $Q_p$ ), apparaîtrait représenter un premier point de convergence entre méthodes de calage analytique et logicielle.

Les observations relatives à ce modèle sont les suivantes :

1. Participation du massif de pieux à la reprise des charges de la Tour :
  - a. La transmission de tout ou partie des charges en profondeur apparaît corrélée positivement à l'accroissement du coefficient de sécurité. Cette observation est réputée associée à l'augmentation du volume de sol mis à contribution en cisaillement (cf. schéma de rupture Prandtl/Rankine). Cette observation impliquerait naturellement qu'une détérioration de la capacité de transfert de charge axiale des pieux en profondeur dégrade le facteur de sécurité (altération, endommagement) ;
  - b. Il est du reste vraisemblable, ce que les modélisations préliminaires confirment, qu'une dégradation de la réaction latérale pieu/sol & pieu/pieu (en périmétrie de Tour notamment), ainsi que la pression frontale mobilisable, soit corrélée négativement au facteur de sécurité. C'est en ce sens que les modèles ultérieurs seront construits pour évaluer l'impact de ce levier, notamment dans la zone glacis et chenal ;
2. Résistance au cisaillement des sols :
  - a. Nous constatons, au même titre qu'en approche analytique, que l'accroissement d'angle de frottement interne pèse significativement plus dans l'augmentation de facteur de sécurité que la cohésion. Cet élément apparaît prévisible dans un contexte comme celui du site et un modèle en conditions drainées (ce point demeure à confirmer sur la base de l'analyse des sondages et essais en laboratoire de la campagne de 2024, encore en cours au moment de la rédaction de cette note) ;
3. Poids volumique apparent des sols :
  - a. L'analyse de sensibilité révèle que l'accroissement de poids volumique apparent, donc de contrainte effective, serait corrélé positivement au facteur de sécurité ; ce qui apparaît de nouveau prévisible au regard du modèle ;
  - b. Tel que pressenti, cette observation suggérerait qu'un éventuel découplage de pression interstitielle en profondeur (restant à démontrer à partir des levés CPI le cas échéant), puisse être corrélé négativement au facteur de sécurité étant donné la minoration de la contrainte effective qui y serait associée ;
  - c. En fonction de l'amplitude qui sera constatée sur le levé CPI, il convient de noter que le découplage de pression « marnage / interstitiel » pourra peser autant dans la modélisation que l'intervalle des couples  $C / \phi$  pris en considération ;
  - d. Dans le cas où ce découplage serait avéré et présenterait une amplitude significative, il semble prévisible que les configurations extrêmes de marnage (type BMVE, mais plus certainement PBMA) puissent représenter des événements temporels singuliers durant lesquels la stabilité de la Tour serait particulièrement vulnérable, avec des effets de seuil possibles pour les événements cycliques les moins fréquents (type PBMA) ;
4. Contrainte au sol :
  - a. A l'image des commentaires sur les leviers de modélisation qui précèdent, et tel que pressenti en début de note, les situations conduisant à une majoration de contrainte en périmétrie de l'ouvrage (soit en cas de compartimentation de la Tour, soit en cas de basse mer, etc.) se révèlent corrélées négativement au facteur de sécurité (avec un poids non négligeable par comparaison avec d'autres variables) ;
  - b. Il apparaît du reste prévisible qu'un accroissement d'inclinaison de la base de Tour, voire une inclinaison de résultante de charge conduise à un effet équivalent (voire avec une amplitude supérieure).

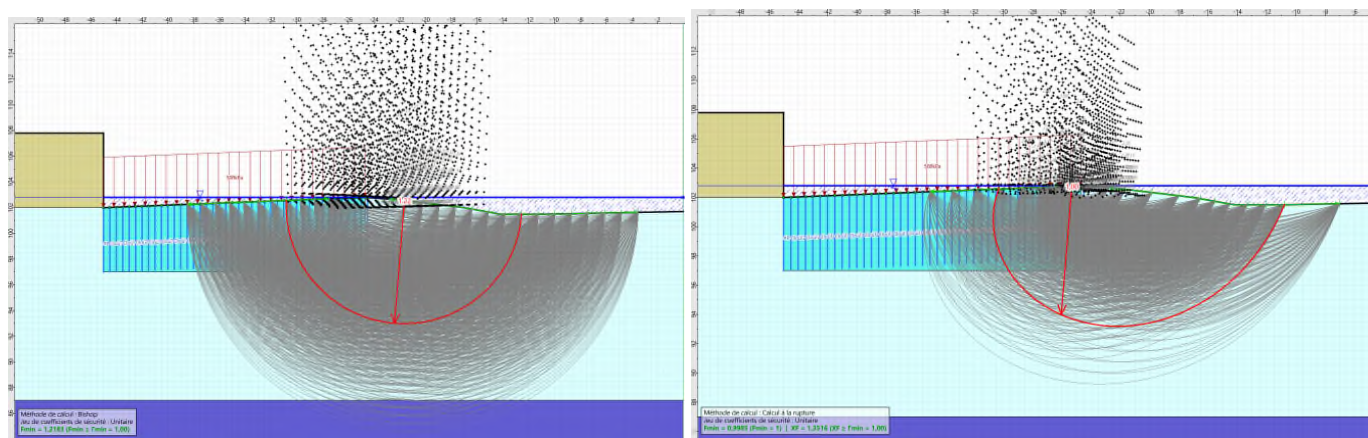


**Configuration 3** – modèle C/φ monocouche distinguant le poids volumique apparent du massif de pieu ( $\gamma_{app} = 12.5 \text{ kN/m}^3$ , donné grossièrement pour 70% de taux de substitution pieux battus / sol,  $\gamma_{bois} \approx 10 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{sol} = 19 \text{ kN/m}^3$ ) et le sol environnant (dito calage modèles antérieurs).

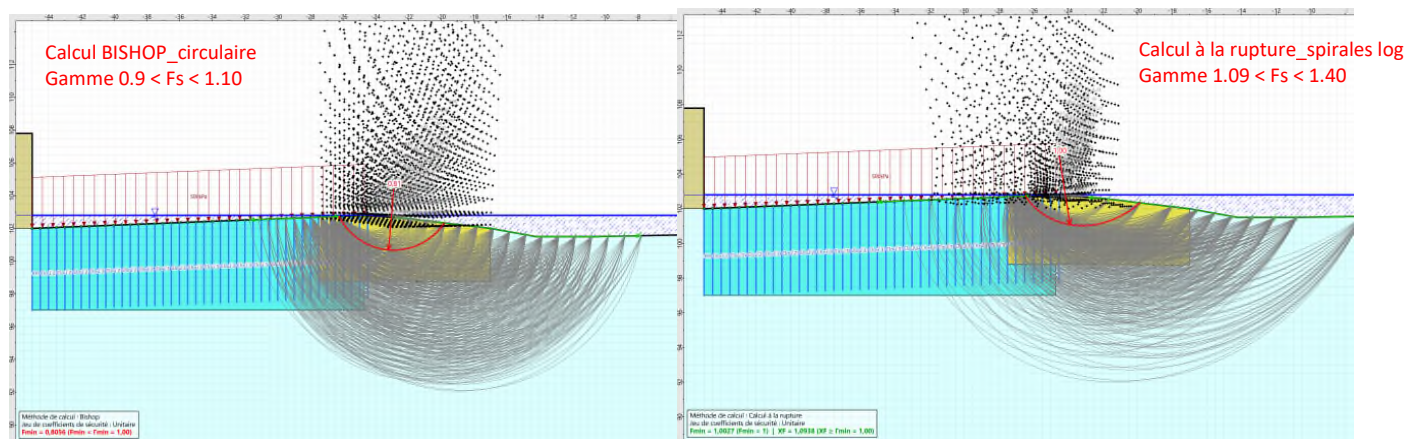
Cette configuration intègre des pieux modélisés individuellement suivant la méthode Multicritère (inclusions verticales de 5m de longueur, diamètre moyen 0.5m, entraxe 0.6m). Le travail mixte sol/pieu, et par extension sol/pieu/tour, conduira implicitement à postuler avec cette méthode un mécanisme de ruine concomitant en termes de déformation, ce qui représente une hypothèse admise comme abusive.

Considérant les résultats de compressions uni-axiales CRITTBOIS, la résistance des pieux a été fixée forfaitairement par analogie avec une classe de bois massif feuillus type D18 (les hypothèses de résistances dégradées pourront être précisées et commentées dans une note ultérieure), en faisant abstraction d'éventuelles détériorations de résistance périmétrique.

Les familles de ruptures identifiées suivant le mode de calcul considéré sont les suivantes :



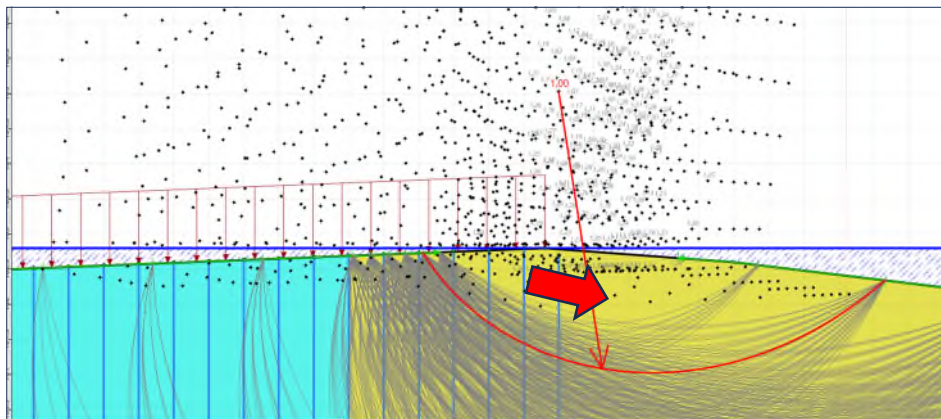
Un **modèle 3bis** est construit en parallèle au précédent, en intégrant une dégradation de réaction latérale et pression frontale en périphérie de tour (zone glacis, chenal).



**Bilan** : Les observations relatives à ce modèle simpliste sont les suivantes :

1. Participation du massif de pieux à la reprise des charges de la Tour :
  - a. Au même titre que le modèle précédent, la transmission de tout ou partie des charges en profondeur apparait corrélée positivement à l'accroissement du coefficient de sécurité ;
  - b. Concernant la résistance effective au cisaillement des pieux, bien que celle-ci reste sujette à spéculation, elle apparait néanmoins fortement mise à contribution dans la stabilité d'ensemble. Cet élément se constate visuellement avec une tendance à la verticalisation des surfaces de rupture au sein du massif de pieux (ce qui est intuitivement plus satisfaisant) ;
2. Altération des sols côté glacis/chenal :

- a. La dégradation de la réaction frontale des pieux et pression mobilisable, côté glaciaire / chenai, apparaît corrélée négativement au facteur de sécurité, ce qui est cohérent avec le modèle multicritère considéré. Ce dernier mettrait en évidence une modification notable du mécanisme de rupture « profond », jusqu'alors correspondant à des surfaces plutôt verticalisées dans le massif de pieux, et tendrait à favoriser le développement d'effets pelliculaires intéressant les quelques rangées périmétriques de pieux et quelques mètres d'épaisseurs de sol côté chenai/glaciaire ;
- b. Bien que non modélisé, il convient de noter que cet effet serait amplifié par les phénomènes d'érosion / d'affouillement / de dragage côté chenai / glaciaire ;
- c. Ces modèles avec et sans dégradation de réaction des sols périmétriques, mettraient donc en évidence que des mécanismes de ruine pourraient survenir sans minoration de la résistance interne des pieux bois. Il est effectivement conjecturable que la résistance en compression/cisaillement des pieux ne peut être mobilisable qu'avec des sols en butée et en pointe pouvant présenter une réaction suffisante ;
- d. Considérant l'altération constatée de la tête du massif de pieux en périmétrie de la Tour (cf. dégagement de fondation mentionné précédemment), voire probablement d'une ou plusieurs rangées de pieux sous celle-ci, il est conjecturable que la réaction verticale des pieux sous le radier puisse être irrégulière, et donc que des mécanismes de rupture circonscrits au voisinage de la surface puissent apparaître. Ces derniers pourraient alors se matérialiser plutôt par une rotation/translation qu'à un tassement (cf. ci-dessous).



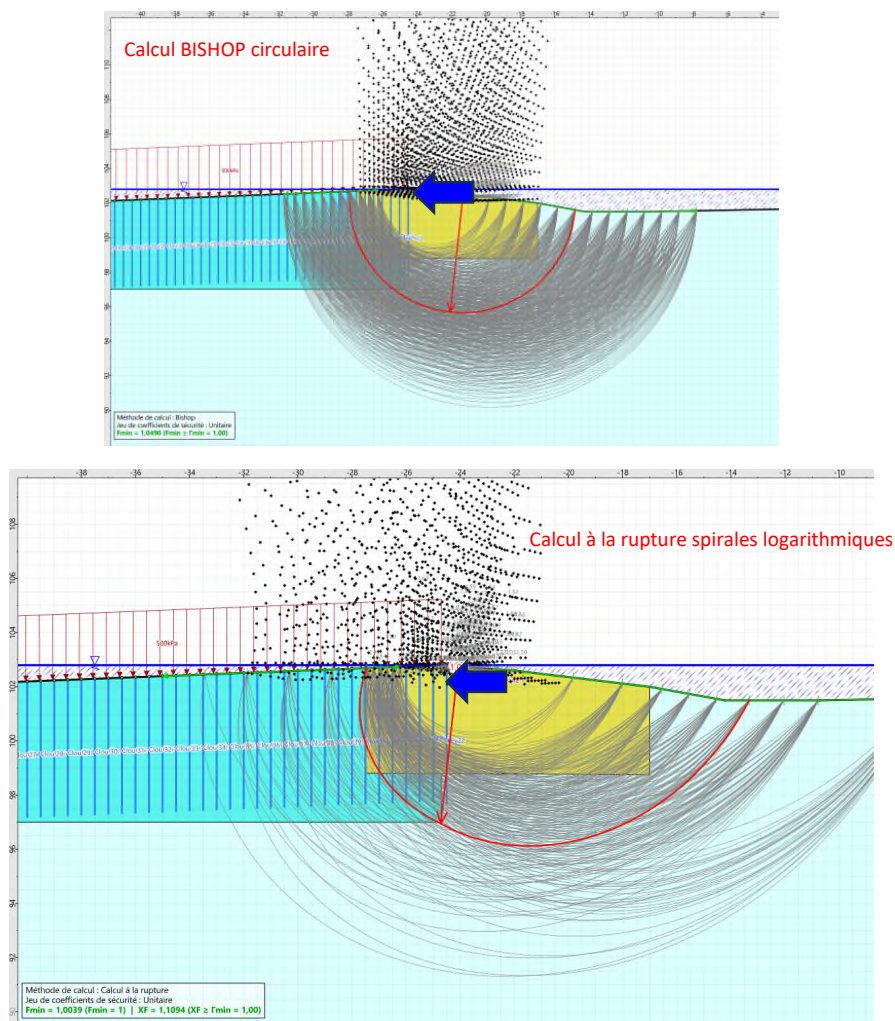
- e. Ainsi, dans une configuration géotechnique où l'action stabilisatrice des pieux de rive serait progressivement dégradée (altération / endommagement, minoration de réaction du sol), il est vraisemblable qu'un mécanisme de rupture superficiel ait tendance à recharger les pieux des rangées arrière et donc amène au développement de sollicitations structurelles parasites (travail en console de maçonnerie + efforts horizontaux en partie haute des pieux).

### II. 5. 3. Travaux d'urgence – évaluation des actions d'enserrement :

Nous procédons ci-après à l'évaluation de l'influence d'actions stabilisatrices d'enserrement pour améliorer le comportement monolithique de l'ouvrage au niveau de la zone de translation.

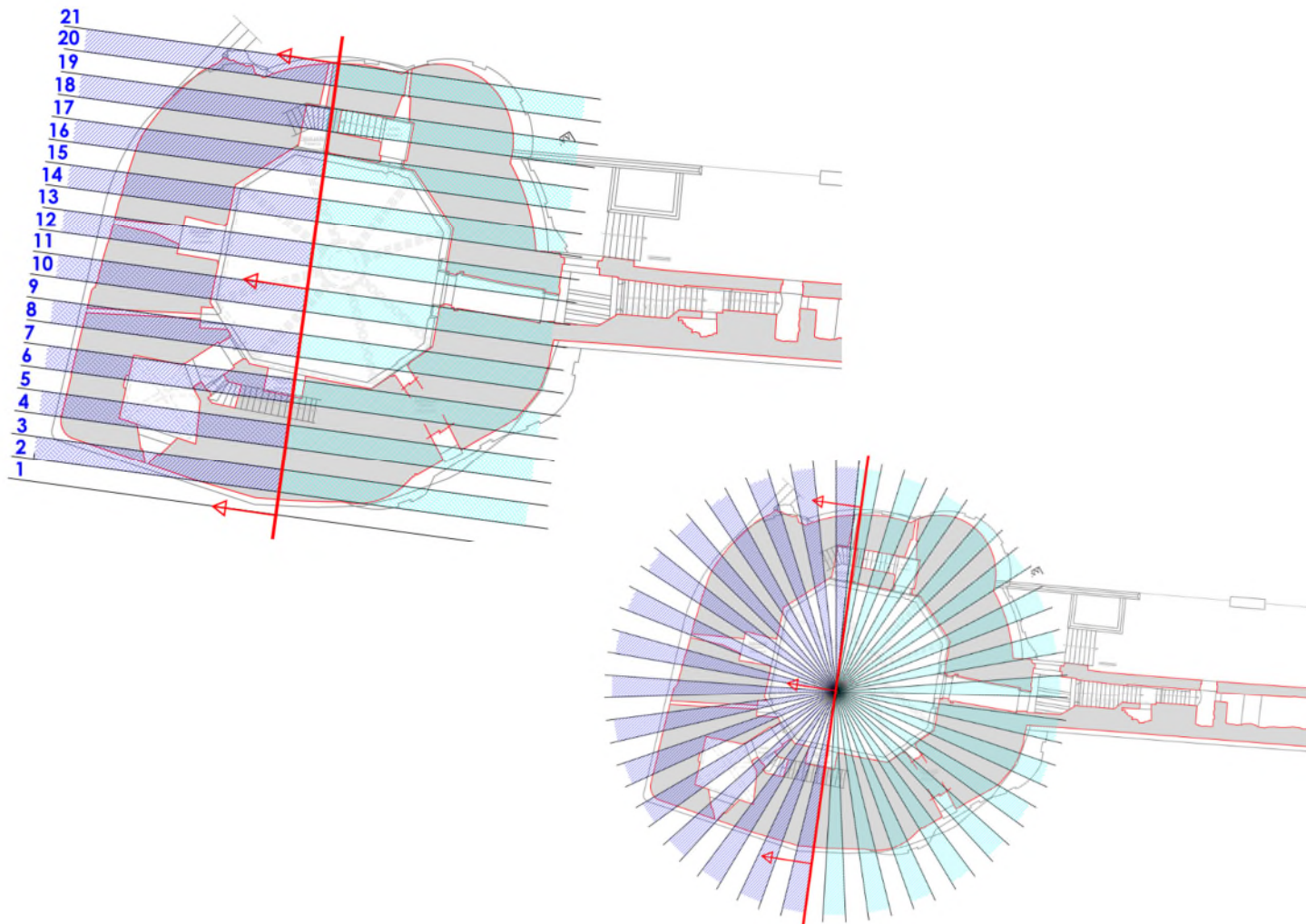
L'approche considérée restera à ce stade des études basée sur le modèle numérique construit dans les étapes qui précèdent, avec résistances apparentes des matériaux et paramètres de cisaillement des sols appréciés par calage. Ce modèle demeure à ce stade et au regard des données actuellement à notre disposition, sommaire et nettement améliorable.

Les gammes d'efforts nécessaires à une augmentation notable du facteur de sécurité de l'ordre de  $F_s = +0.15$  à  $+0.25$ , et l'effacement apparent des mécanismes superficiels de rupture sont de d'environ 450 à 600kN/ml, pour un modèle bi-dimensionnel.





Le diamètre de l'ouvrage étant de l'ordre de 20ml, la résultante totale est réputée impacter 21 tranches de 1ml. La stabilisation de l'ouvrage étant réalisé par l'extérieur de l'ouvrage, l'action radiale d'enserrement sera favorable à la stabilité.



Les actions d'enserrement seraient alors :  $1.35 \cdot 450\text{kN} \cdot 21\text{ml} = \mathbf{12\ 800\text{kN (1280t)}} < R_{\text{TOT}} < 1.35 \cdot 600\text{kN} \cdot 21\text{ml} = \mathbf{17\ 000\text{kN (1700t)}}$ . La capacité maximale d'enserrement de la Tour étant sensiblement inférieure à la borne maximale évaluée (1600t max), la résistance du système sera limitée à celle-ci.

## II. 6. Synthèse des analyses :

Considérant la cinématique des déformations et désordres constatés aujourd'hui, celle-ci n'apparaît pas cohérente avec un ouvrage Médiéval de 700 ans, mais plus vraisemblablement avec un mécanisme secondaire découplé partiellement du mécanisme initial de tassement différentiel vers le quai.

Considérant ce qui précède, un faisceau de présomption est identifié pour expliciter ce phénomène de compartimentation. Il comprend :

- Un vieillissement structurel de la Tour ;
- Un vieillissement/altération du massif de pieux bois, présumé accentué en rive ;
- Une dégradation de l'environnement géotechnique de l'ouvrage, présumée accentuée côté chenal/glacis ;
- Une modification morphologique éventuelle du fond marin côté chenal/glacis, pour partie artificielle et associée aux aménagements historiques du port (voire des dragages plus ou moins récents), pour partie naturelle et associée au flux/reflux ;
- Une modification éventuelle de l'amplitude des ondes de marée, et/ou de l'intensité du flux/reflux, par des effets de site et aménagements historiques du port. Il s'agit pour le moment d'une hypothèse n'étant pas écartée.



### III. SYNTHÈSE DES MÉCANISMES :

---

Suite à une accélération des déformations au cours de l'année 2024 et des compléments d'instrumentation qui en ont découlé, il en résulte :

- L'existence d'un mécanisme d'instabilité global de la Tour ; lent, identifié et suivi depuis 2019, imputé à un tassement différentiel historique apparu en cours de construction ;
- L'existence d'un mécanisme secondaire de séparation interne de la Tour avec une translation plus rapide de la « moitié Ouest » que de la « moitié » Est avec un contraste entre le haut/bas (le bas se déplaçant plus vite que le haut) et un contraste avec le Nord et le Sud (le Sud se déplaçant plus vite que le Nord). Ce dernier mécanisme est réputé plus récent (hypothétiquement deux à trois siècles) et caractérisé de manière plus notable depuis son accélération en 2024 et à l'appui des compléments d'intervention qui en ont découlé ;
- En raison de ce qui est noté ci-dessus, une exposition plus élevée de la « moitié » Ouest de la Tour à une ruine en raison d'influences multifactorielles internes et externes :
  - Dégradation des pieux exacerbée côté chenal (Ouest) ;
  - Dégradation mécanique des sols côté chenal et influence sur les portances, les réactions frontales, les contraintes verticales, les phénomènes érosifs...
  - Chargement dangereux des tirants existants du XIX<sup>ème</sup> siècle qui relient les moitiés de Tour avec un risque de rupture fragile en raison de leur mise en tension et de leur état de corrosion ;
  - Influences hydrauliques et hydrodynamiques aujourd'hui insuffisamment établies en raison de l'attente des résultats d'instrumentation :
    - Suspensions de découplages de pressions interstitielles entre la surface et la profondeur (influence des marées) mais aussi latéralement (entre sous la Tour et dans le chenal) ;
    - Suspensions d'influences significatives des déphasages des cotes de niveaux d'eau entre la Tour, le chenal et le quai avec potentiellement des influences sur la stabilité des sols (influences sur contraintes totales/effectives) ;
    - Phénomènes de lessivages des sols ;
    - Phénomènes d'écoulements et de mises en pression ;
    - Très fortes présomptions, sur la base des résultats récents de l'instrumentation, d'un lien avec un possible effet de seuil de marée basse activant/amplifiant des phénomènes déstabilisateurs cités plus haut ;
- Des analyses calculatoires avec évaluations paramétriques dont il ressort que les différents facteurs potentiellement déstabilisateurs représentent tous des leviers très puissants pour faire passer l'état d'équilibre instable de la Tour du côté de la mise en mouvement. Les analyses calculatoires ont donc été menées dans l'esprit de ces orientations (instabilité sous la moitié Ouest de la Tour et en direction du chenal) qui sont les hypothèses actuelles concernant les instabilités affectant la Tour.

La présente note a alors eu pour contenu :

- D'estimer de manière très globale et pour des modèles de calculs très simplifiés, des paramètres de sols permettant de mener des analyses de stabilité pouvant amener à converger vers des mécanismes plutôt cohérents avec les déformations observées ;
  - Sur la base de ces jeux de paramètres, il apparaît que les facteurs déstabilisateurs observés et factuels (sur les sols, l'eau, les pieux, les marées...) présentent :
    - De très fortes influences déstabilisatrices sur des ruptures superficielles en pied d'éperon mais qui ne paraissent pas les plus pertinentes du fait de l'effet très stabilisateur des pieux altérés mais tout de même en partie présents ;
    - De fortes influences déstabilisatrices sur des ruptures moyennement profondes en pied d'éperon qui semblent plus cohérentes avec des déplacements translationnels observés ;
- ➔ Il demeure néanmoins très probable que des instabilités profondes s'opèrent notamment au regard du mécanisme originel mais aussi de l'influence de la progression du mécanisme secondaire. A ce jour, ces instabilités profondes ne sont pas notablement reliées aux déformations relevées par l'instrumentation (relevés inclinométriques attendus).

De ce fait, il en résulte :

- Dans le cadre de l'urgence actuelle d'action confortative sur la Tour, il est essentiel d'apporter une réponse technique visant à renforcer l'ouvrage vis-à-vis du mécanisme secondaire de rupture ; réputé s'autoentretenir naturellement et réputé être le plus à même de provoquer la ruine à court terme ;
- Que les facteurs extérieurs (sol, pieux, eau, pression interstitielle, marnage...) constituent des leviers très forts pour modifier l'équilibre instable de la Tour d'un côté ou de l'autre, mais que leurs interactions/effets sont mal appréhendés à ce stade des études (résultats de l'instrumentation incomplets). En outre, des travaux visant à intervenir sur ces leviers seraient nécessairement lourds, potentiellement traumatisants et que l'hypersensibilité de la Tour ne permet pas de prendre le risque d'alimenter un phénomène déstabilisateur ;
- Qu'un renforcement pertinent de la Tour possible à mettre en œuvre « facilement », dans un temps court et avec une prise de risque limitée pour l'ouvrage porte sur l'enserrement et le tirantage des deux « moitiés » de Tour pour :
  - Renforcer l'ouvrage au regard du risque de rupture des tirants existants et anciens ;
  - Fretter la Tour au niveau de ses fissures pour en augmenter le frottement vertical et améliorer le coefficient de sécurité sur la génératrice cisailante verticale de la moitié Ouest / de l'éperon ;
  - Renforcer le monolithisme de l'ouvrage pour limiter le risque de modification du champ de contraintes au sol qui aurait pour conséquence d'augmenter la charge sous l'éperon dont les sols et les pieux sont les plus faibles ;
  - Constituer une première étape de travaux non entravante pour les travaux définitifs qui ne sont pas encore clairement définis.

Par conséquent :

- Les travaux d'enserrement et de tirantages de la Tour Saint Nicolas ont pour objectif d'agir sur une des conséquences d'un des mécanismes d'instabilité, en renforçant l'ouvrage vis-à-vis d'un risque de rupture interne qui entraînerait à son tour une très probable ruine externe ou générale. Cette action permet d'augmenter le coefficient de sécurité vis-à-vis de ce mécanisme de rupture interne mais ne le permet que dans une certaine gamme d'efforts qui dépend de paramètres non encore maîtrisés en totalité.
- Les paramètres mal appréhendés à ce stade des études sont (liste non exhaustive) :
  - Type de mécanismes (ruptures profondes, semi-profonde ? -> cf inclinomètres en forage en cours de mesure ;
  - Influence de sous-pressions interstitielles -> cf cellules de pressions interstitielles en cours de mesure ;
  - Caractérisation des comportements des sols du site : cf essais en laboratoire de caractérisation des sols de la passe du chenal -> en cours de réalisation ;
  - Evolution et orientation des mécanismes d'instabilités et interactions internes à la Tour -> cf poursuite de l'analyse des déplacements.

Les travaux d'urgence présentés dans la note structure améliorent donc la résistance de la Tour à la hauteur d'une certaine gamme d'efforts mais qui peut ne pas être suffisante selon l'évolution des mécanismes d'instabilité.



# AEGIS-GROUPE

Analyses et Etudes en Géologie, Infrastructure et Sécurisation

SARL AEGIS GROUPE

39 Avenue Teiras, 06300 NICE – [info@aegis-groupe.com](mailto:info@aegis-groupe.com) – [www.aegis-groupe.com](http://www.aegis-groupe.com)

RCS NICE 891 542 730 – SIRET 891 542 730 00017 – APE 71.12B – TVA Intracomm. FR 60891542730

SARL au capital de 5000 euros.