

# Justification de la stabilité d'un quai à géométrie complexe : retour d'expérience au port du Havre

## Stability assessment of a quay with complex geometry : a feedback from the port of Le Havre

Minh Tuan HOANG<sup>1\*</sup>, Nathan SIMON<sup>1</sup>, Martin CAHN<sup>1</sup>, Philippe JOIGNANT<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Terrasol (groupe Setec), Paris, France

<sup>2</sup> HAROPA Port, Le Havre, France

\*minhtuan.hoang@setec.com

**RESUME :** Le quai de l'Atlantique, qui dessert le bassin René Coty du port du Havre depuis sa construction entre 1967 et 1968, constitue un ouvrage tout à fait innovant dans sa conception comme dans sa mise en œuvre. Il est composé d'un ensemble de caissons préfabriqués en béton armé amenés par flottaison jusqu'à leur lieu d'échouage puis havés. Chaque caisson comporte six alvéoles cylindriques, chacune d'un rayon variant entre 4 et 4,85 m, formant un triangle isocèle de hauteur 21 m pour une base de 26,5 m.

De futurs aménagements ont pour objet d'approfondir la cote d'exploitation de l'ouvrage.

Les études menées pour évaluer la stabilité de l'ouvrage associées à cette augmentation du tirant d'eau ont nécessité un recalcul du quai. Si son fonctionnement s'apparente à celui d'un mur poids, la géométrie particulière de l'ouvrage ne permet pas de recourir aux théories classiques pour évaluer la poussée, développées pour les écrans plans ou pour les murs poids dotés d'une semelle.

Cette communication présente les différentes méthodes retenues pour justifier la stabilité de l'ouvrage en tenant explicitement compte de la géométrie 3D du quai., depuis les méthodes analytiques utilisées lors des études d'exécution jusqu'aux méthodes numériques complètes mises en œuvre aujourd'hui. Les résultats sont discutés à la lumière d'approches cinématiques par l'extérieur (calcul à la rupture).

**ABSTRACT:** The quay of the Atlantic serves the René Coty harbor basin in the port of Le Havre since it was built in 1967-1968. This structure is innovative both in terms of sheer design and construction method. The numerous prefabricated reinforced concrete caissons which compose the quay were led (floating) to the stranding area, and then lowered with concurrent excavation. Each caisson is a set of six circular cylindrical alveoli (radius between 4 and 4.85 m), shaping a 21-meter-high and 26.5-meter-large isosceles triangle

Future developments aim at lowering the exploitation level of the quay.

Further dredging is however associated with a change in stability conditions, that needs to be assessed. If it is likely that the quay behaves like a gravity wall, the classical active earth pressure theory may not apply to its atypical geometry, since it was derived for plane screens or gravity walls on footings.

This article presents the different methods used to assess stability of the structure given the explicit 3D geometry of the quay. The methods range from analytical approaches used in the execution studies to numerical studies. Results are finally discussed in the light of simple kinematic approaches.

**Mots-clés:** Port du Havre ; quai en caissons ; stabilité des ouvrages maritimes ; poussée 3D ; calcul à la rupture

### 1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET DE SON CONTEXTE

#### 1.1 Géométrie de l'ouvrage

Le quai de l'Atlantique est un ouvrage de 807 m de long, construit en 1968 bordant le bassin René Coty du port du Havre (Dubois et Didiez, 1974). Il a été conçu et réalisé par l'entreprise Campénon Bernard. Il est composé de trente caissons préfabriqués en béton armé, comportant six alvéoles assemblées en forme de

triangle isocèle (Figure 1). Ces alvéoles présentent un rayon compris entre 4 et 4,85 m, pour une épaisseur de béton de 0,40 m en partie courante.

Les trois alvéoles frontales en contact avec le bassin règnent jusqu'à la cote +7 m CMH, l'alvéole arrière jusqu'à +6,5 m CMH, et les alvéoles médianes jusqu'à la cote +1,0 m CMH (Figure 2). Des poutres de roulement avant et arrière reposent sur la structure et supportent les portiques permettant l'exploitation du quai. L'entraxe théorique entre deux caissons est de

26,80 m, et la continuité d'un caisson à l'autre est assurée par un clavetage vertical de 0,40 m.

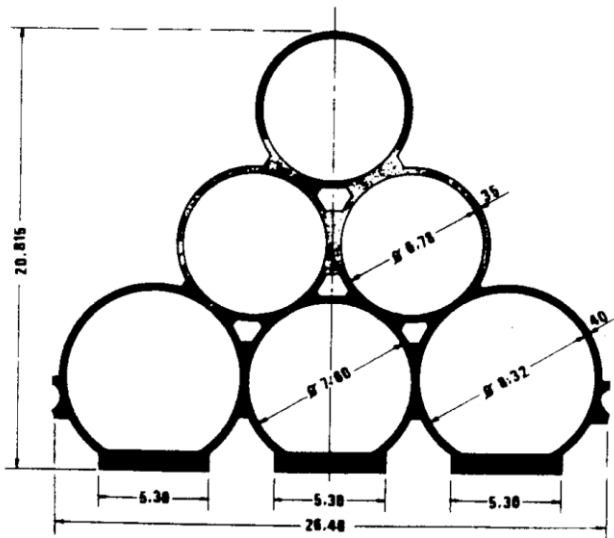


Figure 1. Vue en plan du quai de l'Atlantique, (Dubois, 1974).

Un remblai hydraulique a été mis en œuvre à l'arrière du quai, ainsi qu'à l'intérieur des différentes alvéoles. Le remplissage des alvéoles aval se limite à la cote +2,0 CMH : au-dessus, un vide compris entre deux dalles est maintenu.

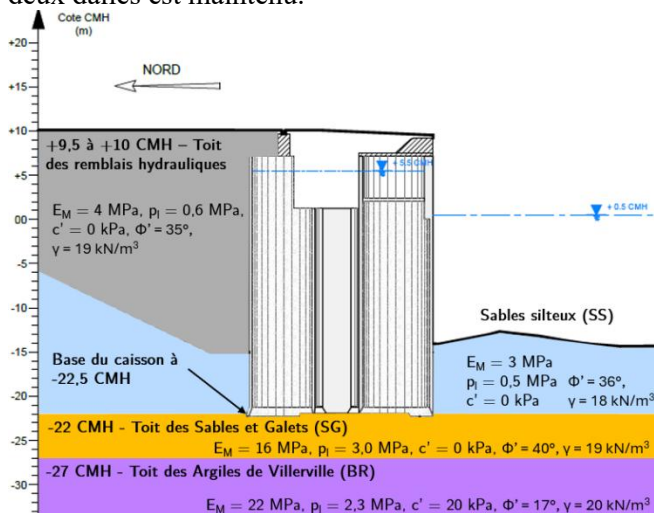


Figure 2. Vue en coupe du quai de l'Atlantique et principaux paramètres géotechniques.

## 1.2 Contexte géologique et géotechnique

Une étude des reconnaissances d'archive a permis d'identifier la stratigraphie avant la construction de l'ouvrage.

Sur une épaisseur de 1 à 5 m, une couche de vases de caractéristiques médiocres constituait le terrain naturel. En-deçà, des sédiments silto-sableux règnent sur une épaisseur de 8 à 10 mètres. Ils prennent l'apparence d'une alternance de couches de silts de consistance molle et de sables fins lâches. Ces deux

premiers horizons ne pouvaient être retenus pour fonder ce qui s'apparente à un ouvrage poids.

Plus bas, sur 5 à 6 m d'épaisseur, une couche de sable graveleux compacte assure la fonction de fondation des caissons. Le toit de cet horizon de graves de fond connaît un léger pendage le long de l'ouvrage, abaissant la cote de fondation de -18,5 m CMH côté ouest à -22,5 m CMH à l'extrémité est. Le substratum du projet est formé par les Argiles de Villerville, fortement surconsolidées mais altérées dans leur frange supérieure (couleur marron). Les principaux paramètres réactualisés sont présentés en Figure 2.

## 1.3 Exécution des travaux

Avant le début des travaux, un premier dragage a permis d'abaisser le niveau du terrain de +6,5 m CMH à -11 m CMH sur l'emprise du futur bassin. Au droit des futurs caissons, un dragage complémentaire à la cote -15 m CMH a été effectué.

Les caissons ont été construits en deux temps : les embases de hauteur 4,3 m ont été construites « à sec », puis complétées en flottaison jusqu'à leur hauteur définitive à l'aide d'une estacade en munissant la base des alvéoles de coupes de fond provisoires.

Une fois la hauteur définitive des caissons atteinte, ils ont été transportés puis échoués à leur emplacement définitif à la cote -15,0 m CMH. Les caissons ont ensuite été havés jusqu'à obtenir un encastrement de 0,5 m dans la couche de Sables et Galets. Rappelons que le havage consiste à enlever de l'intérieur des caissons le terrain sous-jacent afin que, par l'action de leur propre poids, ceux-ci descendent jusqu'à l'altitude de fondation définitive.

Après leur mise en place, les caissons frontaux sont remblayés sur 2 m par du tout-venant silico-calcaire, puis par un remblai hydraulique vibrocompacté sur 10 m de hauteur uniquement sur les cellules frontales. Le remblaiement hydraulique des alvéoles arrière puis de la zone amont a ensuite été réalisé, permettant l'accès aux alvéoles aval et de ce fait la réalisation des dalles, poutres de couronnement et autres structures d'exploitation. Dans le but de livrer rapidement une section du quai de l'Atlantique à l'exploitation, le Port Autonome a décidé de fractionner le remblaiement en trois postes, séparés par des cavaliers en enrochements silico-calcaires. Chacun de ces postes correspondait à 10 caissons et offrait une longueur d'environ 280 mètres, suffisante pour l'accostage d'un grand navire porte-conteneurs. Quelques photographies de chantier et schémas de principe sont exposés en Figure 3.

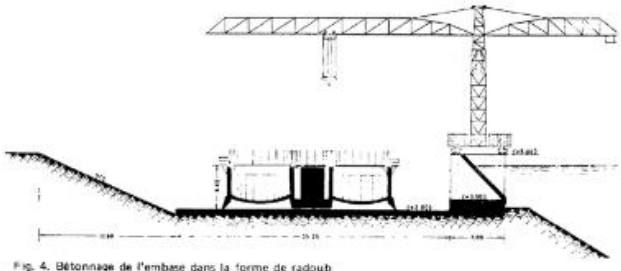


Fig. 4. Bétonnage de l'embase dans la forme de radoub

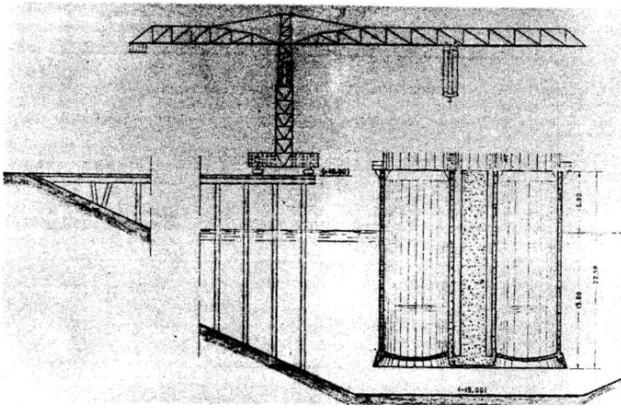
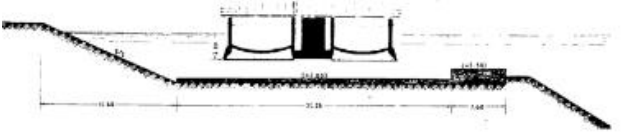


Figure 3. Schémas et photographies de travaux avec de haut en bas, construction des embases à sec et surélévation des caissons à l'aide d'une estacade (source : archives du Port du Havre).

## 2 PREMIERS CALCULS ANALYTIQUES

### 2.1 Calculs d'exécution menés par Campénon Bernard

Lors des études d'exécution, les vérifications de stabilité au renversement, au glissement et à la portance ont été menées. La nature fondamentalement tridimensionnelle de la surface de contact sol/structure a conduit l'entreprise à faire une hypothèse originale sur la poussée des terres.

L'idée sous-jacente exposée dans la note de calcul historique est qu'à l'intérieur du prisme vertical de base ABCDE (Figure 4), les prismes de poussée normaux aux segments AB et BC recourent respectivement les prismes de poussée normaux à CD et DE. En conséquence, il est considéré que les prismes « tronqués » ne permettent pas de développer la pleine poussée des terres, ce qui justifie une réduction.

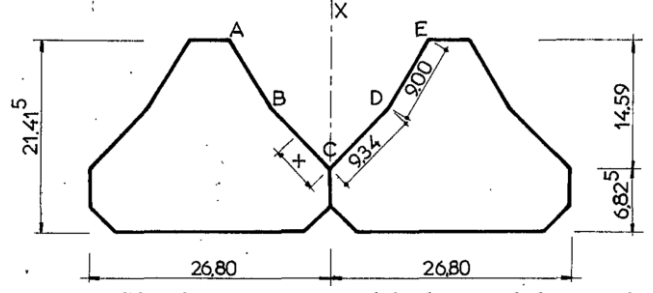


Figure 4. Géométrie retenue pour l'évaluation de la poussée des terres, extrait de la note de calcul historique.

Pour quantifier cette réduction de la poussée effective, il est proposé de considérer qu'au-delà d'une certaine profondeur, le profil triangulaire classique est tronqué (poussée « incomplète »). Le coefficient réduisant la poussée maximale est noté  $\alpha$  (Figure 5).

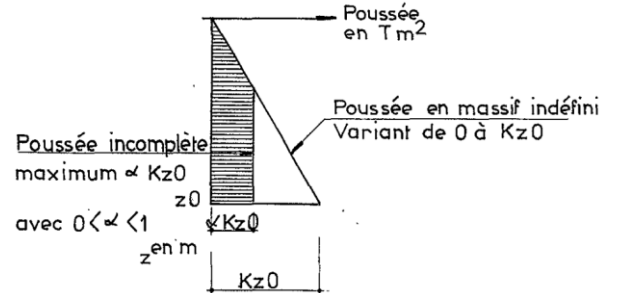


Figure 5. Formalisme de réduction de la poussée adopté par Campénon Bernard, extrait de la note de calcul historique.

L'hypothèse réalisée est la suivante : au niveau des arêtes A et E, le plein profil de poussée est considéré s'appliquer ( $\alpha = 1$ ), tandis qu'au niveau de l'arête C aucune poussée n'est appliquée ( $\alpha = 0$ ). Le long des arêtes ABC et EDC, le coefficient  $\alpha$  limitant la poussée varie linéairement entre ces deux bornes avec l'abscisse curviligne. Sous ces conditions, le plein prisme de poussée ASS'TTC est réduit d'un tétraèdre

$S'CTT'$  (Figure 6). En d'autres termes, en suivant ce raisonnement, un facteur correctif de  $2/3$  doit être appliqué.

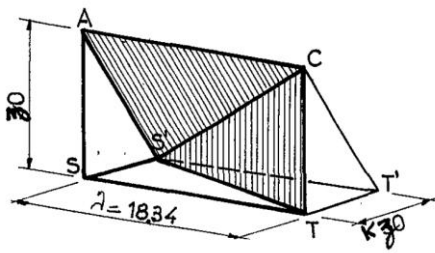


Figure 6. Réduction du prisme de poussée par un tétraèdre, extrait de la note de calcul historique.

Dans l'optique de simplifier les calculs, puisque la poussée effective sur la hauteur du parement ABC est égale aux  $2/3$  de la poussée qui s'exercerait derrière un écran plan, une hypothèse de distribution parabolique des poussées a été considérée. Cette hypothèse additionnelle permet de calculer une longueur réduite d'application de la poussée, calée sur le périmètre ABCDE pour la composante verticale (inclinaison de  $2/3$ ) et sur le plan parallèle au front de quai AE pour la composante horizontale.

Sous ces multiples hypothèses, une résultante et un point d'application peuvent être calculés, et injectés dans les calculs de stabilité.

## 2.2 Réévaluation de la stabilité de l'ouvrage en considérant un écran fictif

Une approche aujourd'hui plus classique serait d'assimiler l'ensemble de l'ouvrage comme un mur poids, pour lequel une poussée s'applique sur un écran fictif au niveau de la limite extérieure du caisson. La poussée totale à l'intérieur d'un massif indéfini est supposée s'appliquer sur cet écran. Le poids du prisme de terrain est également pris en compte dans la descente de charges. Il ajoute à la fois un effort vertical et un moment résistant stabilisateur.

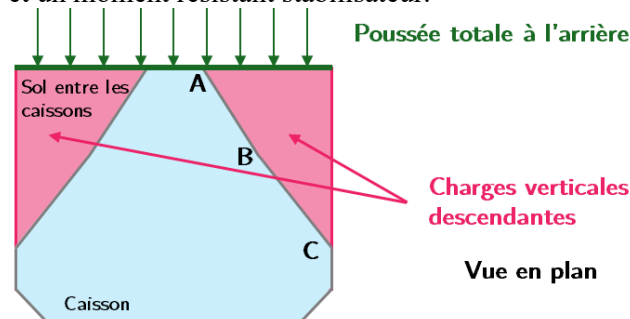


Figure 7. Schéma de l'approximation « écran fictif ».

L'utilisation de cette méthode aboutit à des valeurs de poussée des terres fortement augmentées par rapport à l'hypothèse historique et des facteurs de

sécurité au renversement et au glissement inférieurs aux limites recherchées.

## 3 CALCULS NUMERIQUES 3D PAR LA METHODE DES ELEMENTS-FINIS

Les approches analytiques développées mettent ainsi en évidence que la réévaluation des niveaux de sécurité vis-à-vis de la stabilité géotechnique du quai est fortement dépendante des hypothèses retenues pour la poussée à l'arrière des caissons.

Dans l'optique d'augmenter le tirant d'eau, il est apparu indispensable de sécuriser l'action des terrains sur la structure. Des calculs aux éléments-finis en trois dimensions peuvent servir d'outil pour trancher entre les différentes approches précitées. Le code de calcul PLAXIS 3D (Bentley, 2024) est employé.

### 3.1 Hypothèses de modélisation

En présence d'un grand nombre de caissons similaires, il est possible d'invoquer la périodicité structurale pour réduire le problème à l'étude d'un demi-caisson. En mécanique, les plans de symétrie correspondent en effet à un blocage des déplacements normaux.

Cette hypothèse suppose de négliger les effets de bords (e.g. égout proche de l'extrémité ouest) ou aperiodiques, de négliger la variation de la stratigraphie dans le sens de la longueur du quai (alors qu'on assiste à un approfondissement du toit de la couche de Sables et Galets) et de négliger la progressivité du phasage (installation non simultanée des caissons).

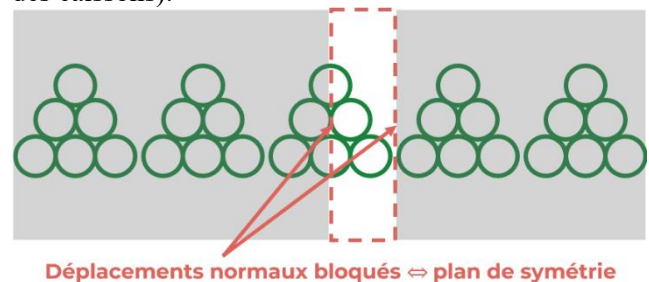


Figure 8. Principe de la simplification géométrique.

Dans l'objectif de fiabiliser l'étude, une démarche de modélisation graduée est adoptée. Dans un premier temps, les caissons sont considérés monolithiques, pour mimer le comportement en « semelle superficielle » adopté pour la justification de stabilité dans les études historiques. Dans un second temps, toute la complexité de l'interaction entre la structure, le remblai (alvéolaire ou à l'arrière du quai) et le sol de fondation est explorée.

Le calcul étant orienté « sécurité », les conditions drainées sont adoptées pour la modélisation. Une interpolation sur la largeur de la structure entre deux

niveaux de nappe cohérents avec les mesures piézométriques est choisie pour rendre compte du gradient hydraulique « moyen » à long terme.

Un comportement élastoplastique linéaire avec critère de plasticité de Mohr-Coulomb et loi d'écoulement non associée ( $\psi = 0^\circ$ ) est adopté pour représenter le terrain en place, avec choix d'un module de déformation égal à  $E_M/\alpha$ . L'interaction sol/parement est modélisée par des éléments d'interface réduisant les paramètres  $c'$  et  $\tan \phi'$  du sol environnant par un facteur  $R_{inter}$  de 2/3.

### 3.2 Modélisation monolithique

Le modèle est représenté en Figure 9. Une attention particulière a été portée à la répartition du poids, qui peut modifier les conditions de stabilité au renversement. Des tranches verticales ont donc été découpées dans le monolithe rigide, avec des poids volumiques équivalents.

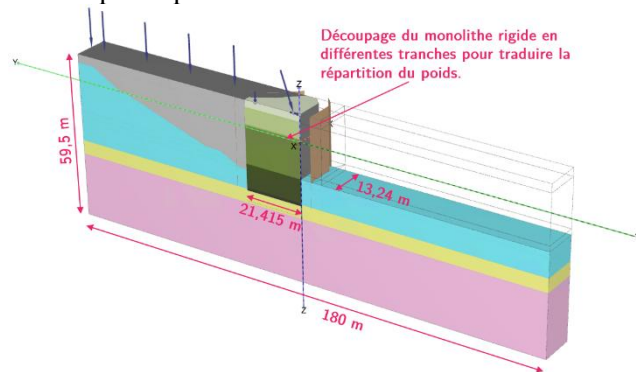


Figure 9. Vue du modèle monolithique.

Les résultats des premiers calculs permettent d'aboutir au profil de poussée effective mobilisée présenté en Figure 10. A la différence de l'hypothèse retenue lors des études historiques, il apparaît directement que la poussée n'est pas réduite le long du caisson avec valeur maximale à l'arrière et valeur nulle au niveau du clavetage (point C). Au contraire, la poussée développée est quasiment nulle sur la phase arrière du prisme monolithique, et peu de variations sont constatées sur des plans horizontaux en partie courante. Les profils en coupe permettent de préciser ces observations qualitatives, et de comparer à la poussée théorique exercée derrière un écran plan. Il apparaît que la poussée normale en section courante se superpose bien avec la poussée 2D obtenue classiquement pour un écran plan dans les Remblais (profil brut, non réduit par le facteur 2/3).

Dans les Sables Silteux, la poussée mobilisée en section courante est plus importante relativement au profil théorique, ce qui tient probablement au fait que le déplacement est plus faible en base et n'est pas suffisant pour saturer la limite de poussée.

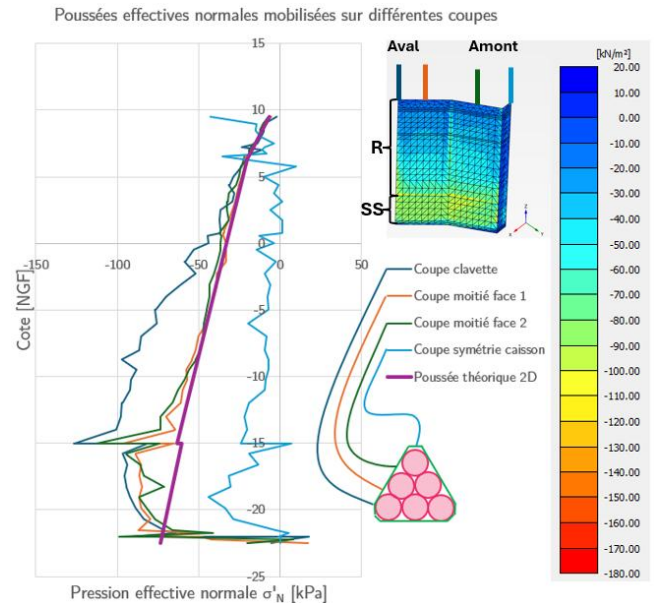


Figure 10. Poussée effective normale mobilisée dans le modèle monolithique.

En termes de résultante projetée sur l'axe parallèle à la longueur du caisson, le facteur de réduction du 3D par rapport à la pleine poussée théorique est d'environ 0,85. Il semble ainsi que la poussée plus importante au niveau des limons ne compense pas entièrement la quasi nullité de la pression exercée sur la face arrière. Une analyse des contraintes principales et de leur direction (non présentée ici) montre qu'un effet de voûte se développe bien à l'arrière du caisson vers les faces inclinées.

Dans tous les cas, une réduction de 0,67 semble trop importante. Rappelons également que les remblais hydrauliques poussent notablement plus que les remblais mis en place par voie sèche à cause de leur mode de mise en œuvre (BS6349-2, 1988). Leur poussée horizontale est en effet égale à la contrainte verticale régnant au sein du mélange d'eau et de grains avant le « drainage » du liquide, et réduite après « prise » par un facteur de pression au repos  $k_0$ . La structure ayant déjà connu un déplacement important lors de la première phase, il n'est pas garanti qu'après la prise le déplacement soit suffisant pour mobiliser la poussée. Cet effet n'a pas été pris en compte dans l'étude menée, faute d'informations suffisantes sur la vitesse de drainage du remblai et par cohérence avec les calculs d'exécution historique (justifié par la mise en place progressive du remblai hydraulique par couches d'épaisseur 2 à 4 m, au rythme d'une couche par semaine). Ce point mérite une attention particulière, car une prise en compte plus fine de ce mécanisme pourrait conduire à modifier l'évaluation de la pression exercée sur la structure.

### 3.3 Modélisation détaillée

Pour confirmer ces ordres de grandeur, une modélisation plus détaillée tenant compte de la géométrie réelle du caisson et du remplissage alvéolaire est menée. Le modèle et la géométrie des caissons sont présentés en Figure 11.

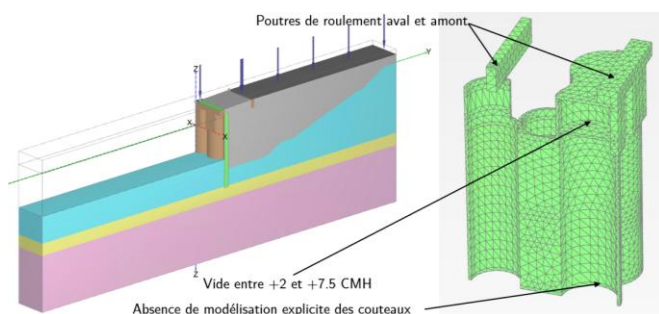


Figure 11. Modèle explicite et géométrie retenue pour les caissons.

En dehors de la géométrie, les mêmes hypothèses que pour la modélisation monolithique sont retenues. La répartition de la poussée effective mobilisée sur la surface 3D est présentée en Figure 12, avec la même échelle de couleurs que la miniature présentée en Figure 10.

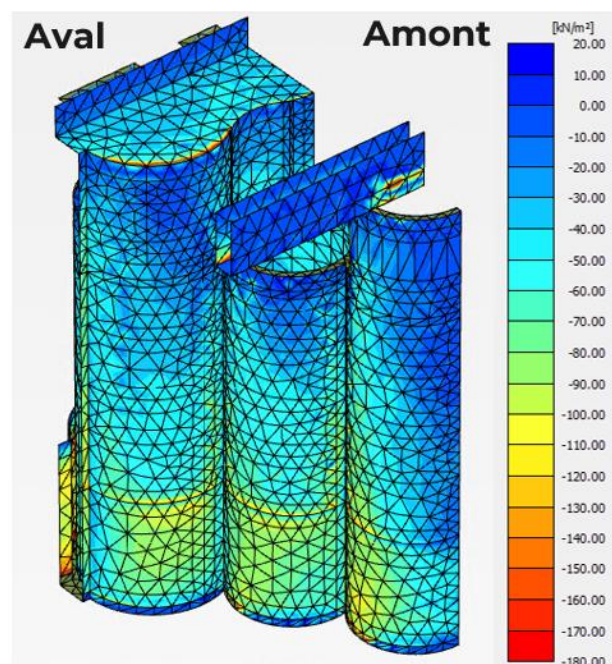


Figure 12. Poussée effective normale au parement mobilisée dans le modèle explicite.

L'observation de la Figure 12 permet de reconduire les conclusions établies pour le modèle monolithique, à quelques différences près. Un effet de voûte à l'arrière du caisson est toujours observé, mais il est plus diffus en l'absence de point anguleux et de face plane.

Les contraintes ont tendance à se concentrer dans les « points de rebroussement » entre les alvéoles

(Figure 13). Au sein des alvéoles elles-mêmes, la contrainte verticale est sensiblement réduite par développement d'un « effet silo ». Cet effet explique que le comportement global reste proche de celui d'un monolithe : le remblai alvéolaire est « accroché » aux parois.

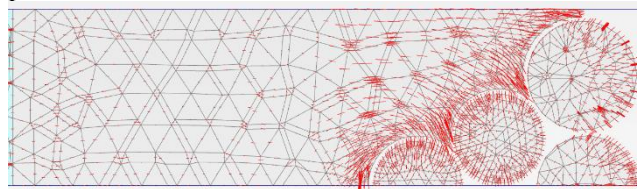


Figure 13. Contrainte principale majeure  $\sigma_1'$ . A l'arrière, celle-ci est classiquement verticale, puis horizontale proche des parois (réduction locale de la contrainte verticale et augmentation de la contrainte tangente par effet de voûte).

## 4 APPROCHE ANALYTIQUE EN CALCUL A LA RUPTURE

A la lumière des résultats précédents, l'hypothèse retenue dans les calculs d'exécution de l'époque d'une réduction de la poussée des terres due à un effet 3D peut légitimement être remise en question. En complément des approches numériques par éléments finis, cette remise en question a également été explorée à l'aide de calculs analytiques à la rupture. La théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1983) ne permettra certes pas de conclure quant à la poussée « mobilisée », puisque celle-ci dépend étroitement du phasage de réalisation et des raideurs conférées aux différents horizons. En revanche, elle permet d'obtenir de ordres de grandeurs fiables pour évaluer la poussée « mobilisable ».

Classiquement, deux approches sont employées pour encadrer la limite de poussée :

- L'approche statique par l'intérieur, qui permet d'obtenir une borne supérieure (sécuritaire) de la résultante à la limite de rupture en poussée.
- L'approche cinématique par l'extérieur, qui permet d'obtenir une borne inférieure (non sécuritaire) de la résultante à la limite de rupture en poussée.

### 4.1 Hypothèses retenues

L'hypothèse principale ayant conduit à la considération d'une poussée « réduite » était la supposée impossibilité pour le coin de poussée de se développer pleinement à l'intérieur du prisme de sol inclus entre deux caissons. Il n'est donc pas inintéressant de regarder comment se développe la poussée  $P_a$  d'un sol de poids volumique  $\gamma$  entre deux écrans plans (Figure 14) de hauteur  $H$  et séparés d'une distance  $D$ .

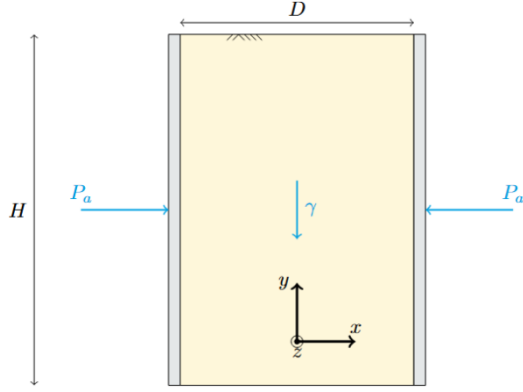


Figure 14. Schéma de principe d'un volume de sol compris entre deux écrans plans.

Pour simplifier, aucune inclinaison de la poussée n'est considérée, le sol étudié est purement frottant, et le problème considéré est rigoureusement symétrique. Par analyse dimensionnelle, la force exercée en limite de rupture par poussée  $P_a$  s'exerçant sur chacun des deux écrans peut s'écrire comme une fonction de deux variables adimensionnées :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \times \mathcal{F} \left( \phi, \frac{D}{H} \right) \quad (1)$$

Cette fonction  $\mathcal{F}$  est l'équivalent du coefficient de poussée pour le massif de sol compris entre les deux écrans. On renomme  $\mathcal{F}$  pour la suite en  $K_a^2$  écrans. A priori, cette valeur est différente du coefficient de poussée sans inclinaison  $K_a = (1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)$  classiquement usité, même si l'on s'attend à ce qu'ils soient identiques au moins dans le cas limite où  $D \gg H$ .

#### 4.2 Approche statique par l'intérieur

Il est possible de remarquer que le champ de contraintes suivant est statiquement admissible et compatible avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Celui-ci est classiquement employé dans le cas d'un seul écran plan (voir par exemple De Buhon, 2007), mais il reste valable entre deux écrans.

$$\begin{aligned} \sigma_{yy} &= -\gamma(H - y) \\ \sigma_{xx} &= \sigma_{zz} = K_a \sigma_{yy} \end{aligned} \quad (2)$$

Puisque l'on a exhibé un champ statiquement admissible et compatible avec le critère de rupture, il apparaît que la charge limite de rupture en poussée est inférieure à  $-\int_0^H \sigma_{xx} dy = K_a \gamma H^2 / 2$  (intégration par exemple au niveau de l'écran droit, puisque le champ de contraintes est invariant suivant  $x$ ). Ainsi,  $P_a \leq K_a \gamma H^2 / 2$  et en utilisant les notations précédemment introduites,  $K_a^2$  écrans  $\leq K_a$ . En d'autres termes, la

poussée-limite entre deux écrans ne peut excéder la poussée derrière un seul écran. Précisons à nouveau que ce résultat n'engage que la poussée mobilisable : la poussée mobilisée peut être supérieure.

#### 4.3 Approche cinématique par l'extérieur

De manière générale, l'approche cinématique par l'extérieur prédit que l'assertion suivante est une condition suffisante de rupture du système :

$$\exists \hat{v}, \mathcal{P}_{ext}(\hat{v}) > \mathcal{P}_{rm}(\hat{v}) \quad (3)$$

Classiquement, des mécanismes translationnels par « blocs » peuvent être considérés. Ceux-ci doivent satisfaire une condition de pertinence sur les discontinuités de vitesse virtuelle dans le massif (sans quoi la puissance résistante maximale est infinie) : un décollement d'un angle au moins égal à  $\phi$  du plan de discontinuité. A l'interface sol-écran, la discontinuité de vitesse doit être tangente à l'écran (verticale). Géométriquement, il est aisé de représenter ces conditions à l'aide d'un hodographe des vitesses (De Buhon, 2007).

Quatre mécanismes de complexité croissante sont envisagés, le plus simple étant composé de deux blocs poussants tronqués (analogue aux prismes tronqués évoqués plus haut) et le plus complexe un mécanisme à six blocs (Figure 15).

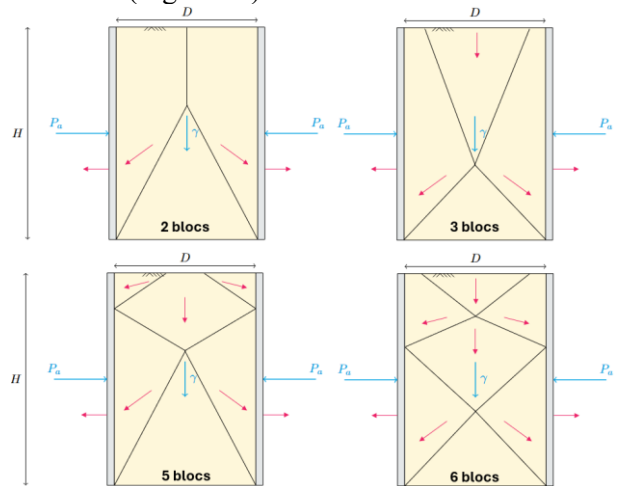


Figure 15. Mécanismes en déformations planes étudiés.

De manière générale, en l'absence de cohésion, la puissance résistante maximale est nulle (du moment que le champ de vitesse est pertinent). En notant  $\hat{v}_0$  la vitesse virtuelle de l'écran (prise horizontale), la relation précédente devient :

$$\sum_{i \geq 1} \underline{W}_i \cdot \hat{v}_i > 2P_a \hat{v}_0 \quad (4)$$

Où  $\underline{W}_i$  est le poids du  $i$ -ième bloc, et  $\hat{v}_i$  la vitesse virtuelle qui l'anime. Si cette inéquation est vérifiée,

alors il y a rupture : l'estimateur  $\sum_{i \geq 1} W_i \cdot \widehat{v}_i / 2\widehat{v}_0$  est donc un minorant de la résultante limite de poussée (en-dessous de cette valeur, la rupture est certaine, au-dessus, elle est incertaine et d'autres mécanismes doivent être explorés). En simplifiant par  $\gamma H^2 / 2$ , on trouve ainsi une borne par défaut de  $K_a^2$  écrans.

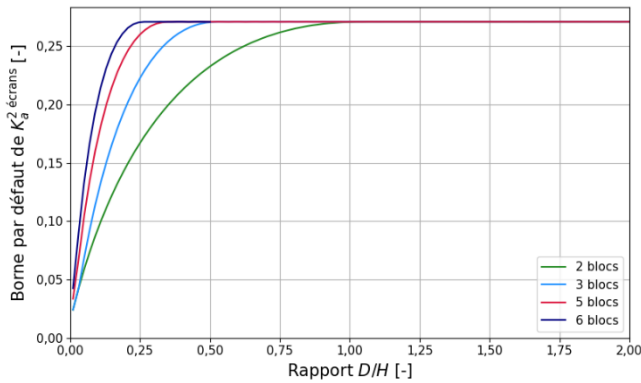


Figure 16. Évaluation d'une borne par défaut pour le coefficient de poussée entre deux écrans de hauteur  $H$  écartés de  $D$  pour  $\phi = 35^\circ$ .

La Figure 16 présente l'évolution de cette borne en fonction du rapport de l'espacement et de la hauteur des écrans pour un angle de frottement de  $35^\circ$  (proche de la valeur adoptée pour le remblai et les limons).

Plusieurs observations émergent naturellement. D'une part, et c'est rassurant, l'augmentation du nombre de blocs conduit à augmenter la borne par défaut calculée (le mécanisme à  $n$  blocs est un sous-mécanisme de celui à  $n+1$  blocs). D'autre part, le domaine pour lequel les bornes par défaut et par excès de  $K_a^2$  écrans sont essentiellement confondues (la borne par excès étant, rappelons-le, le coefficient de poussée classique  $K_a$ ) est de plus en plus étendu : entre  $D/H = 1$  et  $+\infty$ , pour le mécanisme à deux blocs, entre  $D/H = 0,5$  et  $+\infty$  pour le mécanisme à trois blocs, et entre  $D/H = 0,2$  et  $+\infty$  pour celui à 6 blocs.

En pratique, il semble que la diminution du rapport  $D/H$  limitant l'extension du mécanisme de poussée soit compensée par le développement d'une alternance de blocs « poussants » contre les écrans et de blocs « poinçonnant

» au centre.

Nous pouvons raisonnablement supposer que cette tendance se poursuivrait en augmentant le nombre de blocs, et donc qu'il n'y a pas lieu de considérer une réduction de la poussée dans un massif de sol pulvérulent entre deux écrans plans en l'absence de frottement entre l'écran et le sol. Des résultats préliminaires considérant une inclinaison de la poussée montrent une réduction, mais de magnitude inférieure à celle considérée historiquement.

## 5 CONCLUSION

Le Quai de l'Atlantique est un ouvrage tout à fait original, associant différentes techniques permettant d'économiser des matériaux et de simplifier la mise en œuvre : caissons préfabriqués, présence de nombreuses sections circulaires permettant de faire travailler le béton en compression orthoradiale, dragage nécessaire limité par la possibilité d'une mise en place par havage, ouvrage autostable ne nécessitant pas de mettre en œuvre des tirants scellés au terrain.

Les méthodes conventionnelles de dimensionnement des murs de soutènement ne sont pas adaptées à la géométrie particulière des caissons mis en œuvre. Cela a conduit les concepteurs à réfléchir sur l'interaction des prismes de poussée s'exerçant sur des écrans en vis-à-vis, et à supposer que ces prismes peuvent en première approximation être tronqués, ce qui a conduit à une réduction de la poussée de calcul par un facteur 2/3.

Dans l'objectif d'augmenter le tirant d'eau à l'aval du quai, de nouvelles études ont été menées, et la question de l'évaluation de la poussée s'est à nouveau posée. Des calculs aux éléments finis tridimensionnels ont ainsi été réalisés, et ceux-ci montrent qu'il n'y a pas de réduction sensible de la poussée due à une potentielle interaction des prismes. En revanche, la sécurité globale de l'ouvrage reste assurée, une hypothèse très conservatrice (inclinaison nulle) sur la butée mobilisable ayant été prise lors de la conception initiale.

Enfin, pour mieux comprendre comment la poussée se développe en milieux contraints, une approche en calcul à la rupture en déformations planes entre deux écrans est proposée. Il apparaît que la borne par défaut du coefficient de poussée des terres entre deux écrans  $K_a^2$  écrans a tendance à converger vers la valeur usuelle de  $K_a$  derrière un seul écran (égale à la borne par excès) pour un mécanisme multi-bloc.

L'étude en calcul à la rupture menée pour une inclinaison nulle de la poussée pourrait être poursuivie en tenant compte d'un frottement sol/écran.

## RÉFÉRENCES

- Bentley (2024), *PLAXIS: Reference Manual 3D*.
- De Buhan, P. (2007). *Plasticité et calcul à la rupture*, Presses de l'ENPC, Paris, France.
- Dubois, J., Didiez, P. (1974). Construction récente de deux ouvrages d'accostage dans le Port du Havre, dans *Proceedings of the 6' Int. Haven Kongres*.
- Salençon, J. (1983). *Calcul à la rupture et analyse limite*, Presses de l'ENPC, Paris, France.
- Technical Committee CSB/17 (1988). BS 6349-2: Code of practice for Maritime structures, UK.