

Analyse statistique de la capacité portante d'un quai de port maritime

Franziska Schmidt¹, Silvia Ientile², Bruno Godart³, Jean-Bernard Kovarik⁴

¹ Université Gustave Eiffel, MAST-EMGCU, Champs sur Marne, France, franziska.schmidt@univ-eiffel.fr

² Université Gustave Eiffel, MAST-EMGCU, Champs sur Marne, France, silvia.ientile@univ-eiffel.fr

³ Université Gustave Eiffel, MAST, Champs sur Marne, France, bruno.godart@univ-eiffel.fr

⁴ Université Gustave Eiffel, VP3, Champs sur Marne, France, jean-bernard.kovarik@univ-eiffel.fr

RÉSUMÉ Le gestionnaire du quai Hermann du Pasquier du port du Havre souhaite ausculter et évaluer son ouvrage : en effet, cet ouvrage précontraint a subi des pertes de précontrainte et la résistance à la compression du béton est inconnue. Par ailleurs, les charges attendues sont en augmentation. Cette auscultation a été réalisée par inspection du béton et des aciers, ainsi que par des essais destructifs sur prélèvements (fils d'acier et carottes de béton).

Des essais à l'arbalète ont permis d'estimer la tension résiduelle dans les câbles, qui a pu être analysée en termes de pertes : d'un côté, les pertes de précontrainte mesurées ont été comparées aux formules de l'Eurocode 2. De l'autre, leur caractère gaussien -proposé par le JCSS- a été testé. De plus, des essais de compression réalisés sur carottes ont permis de déterminer la résistance caractéristique à la compression telle qu'utilisée dans les calculs aux Eurocodes, tout en étudiant la variabilité de ses valeurs.

Cette évaluation d'un ouvrage existant aux Eurocodes a nécessité le recueil de données sur ouvrage. Les données recueillies ont été analysées statistiquement, et des valeurs ont dû être proposées pour les calculs déterministes (voire semi-probabilistes) réalisés par les bureaux d'étude.

Mots-clés Ouvrage existant ; béton précontraint ; analyse statistique ; calcul de fiabilité.

I. INTRODUCTION

Le Port du Havre, devenu en 2008, Grand Port Maritime du Havre (GPMH), est le 58^{ème} port mondial en 2013, 2^{ème} en France après Marseille. Le quai Hermann du Pasquier a été reconstruit entre 1949 et 1952, après les bombardements américains de la Seconde Guerre mondiale. Suite à une évolution des usages de ce quai du Port du Havre, une nouvelle structure de quai sera construite au-dessus du quai existant, qui permettra de reprendre des charges plus importantes. Le GPMH a profité de cette opportunité afin d'ausculter la partie du quai considérée : béton, précontrainte, aciers passifs.

La revue Travaux (Cot, 1950) de Juin 1950 décrit la structure du quai : le quai est constitué d'un « d'un appontement autostable, de longueur 1200 m, dont le tablier en béton précontraint repose sur des palées de trois piles de diamètre 1,50 m. Le tablier de l'appontement est réalisé par tronçons préfabriqués de 25 m de longueur en béton précontraint. Chaque tronçon comporte une dalle générale de 18 cm d'épaisseur reposant sur un quadrillage formé de quatre nervures transversales (entretoises) et de trois nervures longitudinales (poutres) », voir Figure 1.

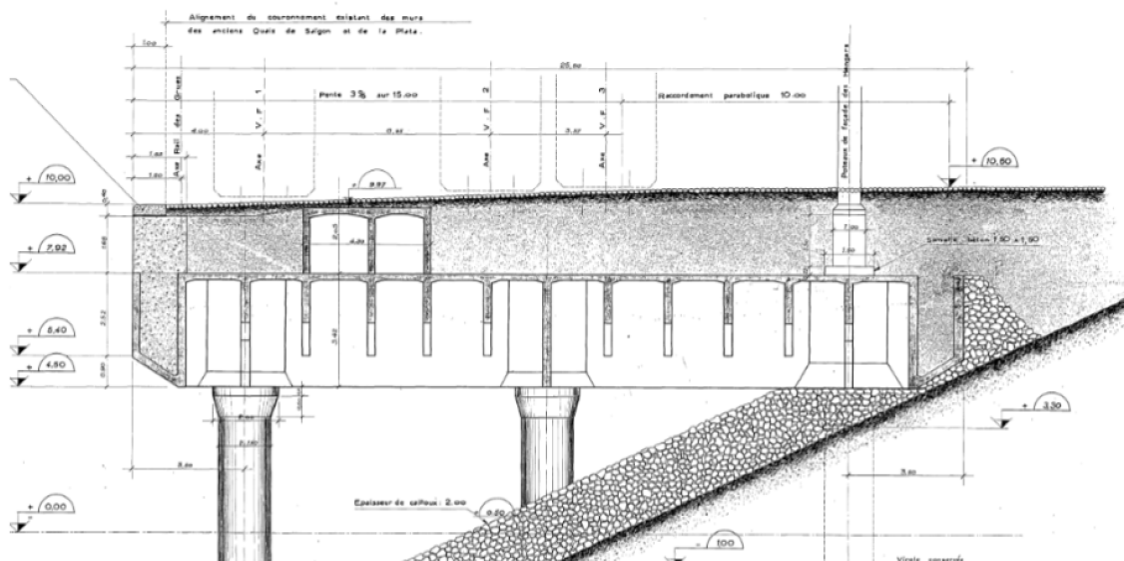


FIGURE 1: Schéma du quai, selon (Cot, 1950).

Cet article présente la description statistique des caractéristiques mécaniques mesurées, pour le béton (essais compression-module) et les aciers de précontrainte (arbalète). Ces mesures ont servi à 1/ déterminer des valeurs caractéristiques utilisées dans les recalculs semi-probabilistes usuels de la structure, 2/ permettre un recalcul probabiliste (fiabiliste) de la structure portante du quai.

II. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DE L'ACIER

Les caractéristiques de l'acier ont été déterminées par prélèvements de fils d'acier (essais de traction) et essais à l'arbalète (*Auscultation Des Ouvrages d'Art. Fiche C4-3 : Mesure de La Tension Des Câbles et Armatures de Précontrainte Au Moyen de l'arbalète.*, n.d.). Pour cela, des fenêtres ont dû être réalisées pour accéder aux 29 câbles par caisson, nous nous sommes accordés sur le nombre de 12 d'entre elles afin d'avoir une bonne représentativité des câbles en place. Le procédé de précontrainte mis en œuvre est de type STUP et les câbles sont constitués de 18 fils parallèles de diamètre 5mm.

Ces fenêtres ont été positionnées après repérage des armatures passives, réalisé à l'aide d'un radar : ce travail a permis un premier constat, sans impact sur la précontrainte, mais important pour le recalcul de l'ouvrage, qui est celui d'une non-uniformité du ferrailage passif : il a été constaté un espacement entre armatures horizontales variant entre 15 et 40 centimètres. Les armatures

verticales sont généralement espacées d'une vingtaine de centimètres, mais la valeur précise peut varier entre 17 et 27 cm selon nos constatations sur ces 12 fenêtres.

En ce qui concerne les essais à l'arbalète, les fils d'une des fenêtres n'ont pu être investigués par l'arbalète, puisque complètement rongés par la corrosion. Pour les autres fils testés (au nombre de 18), la tension pour un fil a pu être déterminée (moyenne de 13 kN, avec un écart-type de 2 kN), permettant de calculer la contrainte résiduelle (moyenne de 663 MPa, avec un écart-type de 104 MPa), voire Figure 2.

Ces valeurs sont à comparer avec les valeurs relevées au manomètre lors de la construction (entre 21,1 kN et 23,4 kN pour un fil), et les valeurs mesurées lors d'une expertise précédente en 2008 (14,2 kN de moyenne). Les valeurs mesurées en 2022 sont légèrement inférieures à celles de 2008, mais avec une incertitude moindre, voir Figure 3.

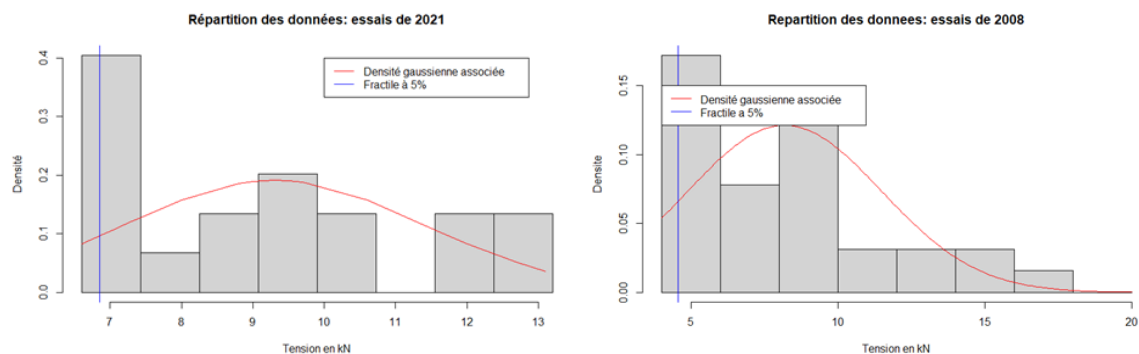


FIGURE 2: Histogramme des tensions mesurées sur ouvrage en 2021 (à gauche) et en 2008 (à droite).

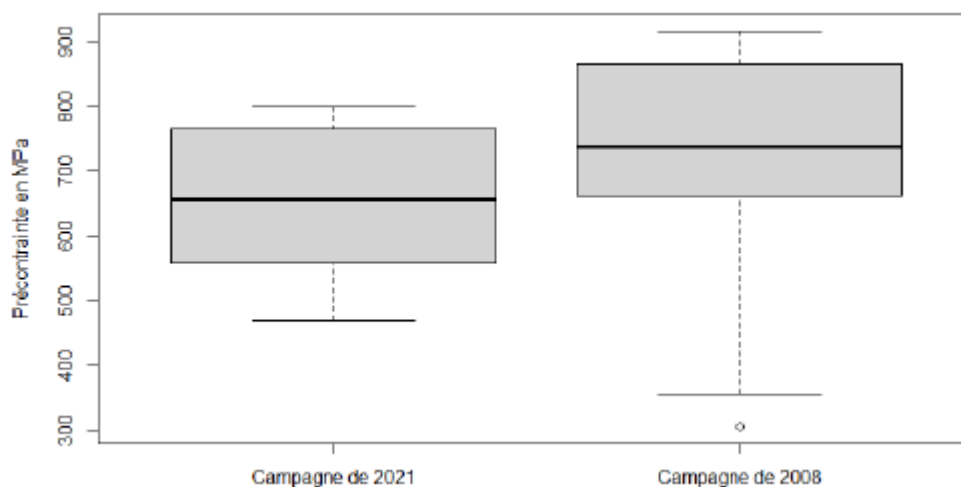


FIGURE 3: Comparaison (boxplot/boîte à moustaches) des tensions résiduelles mesurées en 2008 (à droite) et 2021 (à gauche).

Il est à noter que, contrairement à ce qui est proposé par le JCSS (Joint Committee for Structural Safety, 2000), les tensions mesurées ne suivent pas une distribution type gaussien, ce qui est bien

visible sur les Figures 2 et 3, et également confirmé par les tests de Kolmogorov-Smirnov et Shapiro-Wilk.

On observe ainsi une diminution de la précontrainte de 719.5 MPa en 2008 à 652.2 MPa en 2021.

Cette diminution pourrait correspondre aux pertes différées de précontrainte, notamment par relaxation, puisque les pertes instantanées ont eu lieu avant les essais de 2008. Cependant, l'Eurocode 2 précise que celles-ci ne sont comptabilisées que durant 500 000 heures, soit durant 57 ans. Le quai Hermann du Pasquier ayant déjà 70 ans en 2008, les pertes constatées, au regard de l'Eurocode, ne peuvent être considérées comme des pertes différées. Dès lors, il convient de privilégier la thèse de la variation statistique, sauf à envisager un phénomène encore inconnu. Les mesures de 2008 et 2021 ayant lieu sur des zones différentes, et de plus sur des câbles différents, on ne peut de manière rationnelle rien présumer quant à d'éventuelles pertes entre 2008 et 2021. En outre, les écarts-types mesurés sont élevés : 167,8 MPa en 2008, soit 23%, et 106,4 MPa en 2021, soit 16.3%. Aussi, les fluctuations statistiques semblent expliquer la différence mesurée.

Ce qui peut permettre de conclure quant à la variation, statistique ou non, mesurée entre ces deux dates, est un test de Student. Ce test statistique permet de comparer deux échantillons de deux populations, et de mesurer si la différence des moyennes entre les deux échantillons est statistiquement significative, et ceci au moyen d'une p-value. Si la p-value est inférieure à un seuil, en général 5% ou 1%, on peut rejeter l'idée que les populations ont la même moyenne. En revanche, une p-value supérieure à ce seuil ne permet pas de rejeter cette hypothèse : il est donc statistiquement possible que les deux populations correspondent à une même moyenne de précontrainte. Dans le cas présent, nous obtenons une p-value de 0.15, supérieure à 5%, ce qui signifie qu'on ne peut rejeter l'hypothèse statistique que les deux échantillons de mesure correspondent à la même moyenne de précontrainte. Aussi, on peut légitimement considérer que les variations entre 2008 et 2021 sont vraisemblablement d'origine statistique.

La valeur à considérer pour les calculs statistiques est donc déterminée sur la base de l'ensemble des résultats d'essais à l'arbalète (essais de 2008 et 2021).

En outre, 10 fils d'acier ont été prélevés pour être soumis à des essais de traction. Un acier a eu une rupture non ductile (acier prélevé dans la fenêtre 632,5 Sud, dont les aciers étaient complètement attaqués par la corrosion), les autres ont tous eu une rupture ductile. Les résultats des essais de traction ont déterminé que la résistance moyenne à la rupture des aciers est de 1448,6 MPa, avec un écart-type de 78,3 MPa. L'allongement correspondant est de 3,1%, avec un écart-type de 0,7%.

III. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DU BÉTON

16 carottes ont été prélevées dans la structure de l'ouvrage, voir Figure 4 : il s'agit donc de 4 x 4 zones d'essai, que nous avons choisi à différentes hauteurs dans les entretoises. Néanmoins, les carottes sont visuellement très différentes, alors même qu'elles peuvent venir de la même zone de prélèvement.



FIGURE 4: Aspect visuel de quelques carottes de béton : À gauche, aspect visuel et sain. À droite, aspect sain, mais avec des vides de taille conséquente.

3.1. Résistance caractéristique du béton

Ces corps d'épreuves ont permis de déterminer la résistance caractéristique du béton, ainsi que le module d'Young et le coefficient de Poisson du béton du quai Hermann du Pasquier.

En ce qui concerne la détermination de la résistance caractéristique à la compression f_{ck} , la norme NF EN 13791/CN :2021 (F) a été appliquée et 3 corps d'épreuves ont dû être retirés de l'échantillon.

Les 15 valeurs finalement retenues sont considérées comme appartenant à la même zone de prélèvement, et leur nombre est suffisant par rapport au minimum de 8 valeurs imposées par la norme NF EN 13791/CN pour caractériser une zone de prélèvement.

Sans les traitements imposés par cette norme, on obtient pour la résistance à la compression non corrigée $f_{ck, is}$ une moyenne de $m = 48,9 \text{ MPa}$ et un écart-type de $\sigma = 15,7 \text{ MPa}$.

Avec les facteurs de correction donnés par la norme $K_1=1,05$ et $K_2=1$, on obtient $m = 51,3 \text{ MPa}$ et $\sigma = 16,5 \text{ MPa}$.

Selon la norme NF EN 13791/CN, l'utilisation du test de Grubbs à 1% ou 5% nous permet d'éliminer les valeurs aberrantes. Néanmoins, aucune valeur aberrante n'est détectée ici avec ce test.

On obtient alors $f_{c, m(n), is}$ en multipliant par K_1 et K_2 .

$f_{ck, is}$ est définie comme la valeur minimale entre la quantité $[f_{c, m(n), is} - k_n s]$ (où $k_n = 1,86$ pour $n = 13$, s est l'écart-type empirique) et la quantité $[f_{c, is, la plus faible} + M]$ (avec $M = 4 \text{ MPa}$ ici) ; elle est égale à $24,9 \text{ MPa}$.

Pour finir, $f_{ck} = \frac{f_{ck, is}}{0,85} = 30 \text{ MPa}$ (évaluation pour structure existante).

3.2. Module d'Young et coefficient de Poisson

L'historique de chargement appliqué pour la détermination du module d'Young et la méthodologie de post-traitement des résultats d'essais sont ceux de la norme NF EN 12390 : en particulier, l'historique de chargement consiste en l'application de trois cycles de décharge-charge entre des efforts correspondant à 30% et 5% de la résistance en compression respectivement. Le protocole impose l'observation de la dispersion des mesures de déplacement obtenues avec les trois capteurs de déplacement installés sur l'éprouvette. Si la dispersion est trop importante, l'essai est renouvelé.

La norme NF EN 12390-13:2014 fixe la limite de cet écart à 20% (Méthode B, section 7.3.2, « premier contrôle »).

Certaines carottes ont ainsi donné des résultats à ne pas considérer en raison d'anomalie de mesures (donc un problème avec les capteurs de mesure, peut-être lié aux imperfections des carottes). D'autres, en revanche, peuvent être utilisés sans aucun doute, car ils sont dans les tolérances (faible excès de variation, 21,5% au lieu de 20% de la déformation 2 pour une carotte).

Pour les autres corps d'épreuve, la raison pour laquelle nous avons une dispersion des mesures hors tolérance est probablement due à l'effet combiné de petites imperfections de carottes (même si elles sont dans les tolérances du relevé dimensionnel) et de petites imprécisions de centrage des corps d'épreuve dans la presse. En tenant compte de cela, les carottes utilisables pour déterminer le module d'Young sont celles dont la dispersion des mesures du module est hors tolérance, mais dont les pourcentages de dispersion sont homogènes et qui donnent des valeurs dans la gamme du module d'Young. En outre, nous avons pu vérifier que les courbes de contrainte-déformation correspondantes sont des courbes classiques montrant un bon comportement du béton. Ces valeurs peuvent donc être utilisées à titre indicatif.

Différents échantillons peuvent ainsi être formés, avec les moyennes et écarts-types correspondants (Tableau 1) : le module d'Young peut alors être estimé en moyenne à 40 GPa, et le coefficient de Poisson à 0,17.

TABLEAU 1: Synthèse des résultats en termes de module d'Young et coefficient de Poisson.

Échantillon	Module d'Young	Coefficient de Poisson
Carottes optimales	$\mu = 40,4 \text{ GPa}$, $\sigma = 0,7 \text{ GPa}$	$\mu = 0,17$, $\sigma = 0,03$
Échantillon de taille maximale	$\mu = 38 \text{ GPa}$, $\sigma = 5,4 \text{ GPa}$	$\mu = 0,17$, $\sigma = 0,02$

IV. CONCLUSION

Cet article donne quelques éléments sur les caractéristiques mécaniques des matériaux, mesurées sur site et sur prélèvements. Ces éléments démontrent la grande palette d'hypothèses statistiques possibles, et la difficulté de déterminer une valeur unique qui pourrait être utilisée dans le cadre des recalculs semi-probabilistes (ou déterministes de l'ouvrage).

Il est à noter que l'auscultation a également traité la problématique de la durabilité, par la mesure de paramètres à rapprocher des indicateurs de durabilité (Baroghel-Bouny et al., 2004; Carcassès & Cussigh, 2021; *FD P 18-480. Justification de La Durabilité Des Ouvrages En Béton Par Méthode Performantielle*, 2022; LCPC, 2010).

Ce domaine est complexe par l'histoire des ouvrages étudiés : ceux-ci ont été construits, non avec les Eurocodes, mais avec des règlements de calculs de l'époque, ou encore des fois sans réglementation au sens administratif du terme. De plus, les techniques de construction ont évolué, ce qui rend les règlements actuels de l'Eurocode 2 parfois non pertinents pour une application "naïve". Souvent également, les documents d'ouvrages, et donc les hypothèses de calculs, ne peuvent plus être recherchés et vérifiés. L'application de procédures et les méthodes de détermination de caractéristiques de matériaux et/ou de durabilité peuvent être discutées.

Dans le cadre de cette auscultation du quai Hermann Pasquier du port du Havre, certaines conclusions générales ont pu être tirées :

- Les bétons ne respectent pas les normes actuelles de formulation : la teneur en ciment est inférieure à la limite donnée dans la norme NF EN206/CN, le dosage en alcalins est un peu trop élevé près des parements, néanmoins il est difficile de relier ces prescriptions règlementaires considérées comme suffisantes (mais non nécessaires) à la durabilité effective de l'ouvrage.
- La résistance caractéristique du béton est estimée à 30 MPa, et est donc a priori équivalente à la résistance prise en compte lors du dimensionnement du quai.
- La détermination des tensions résiduelles dans les câbles a montré une grande disparité dans les valeurs mesurées. Il se pose ainsi la question de la distribution sous-jacente, et ainsi des hypothèses de calcul fiabiliste à proposer. On constate que la tension résiduelle des câbles a continué à diminuer entre 2008 et 2022, mais l'origine de cette diminution n'est pas certaine. Nous avons estimé que la tension résiduelle moyenne des câbles est de 663 MPa, avec une tension résiduelle à 95% de 6,85 kN par fil. Les pertes de précontraintes ont atteint environ 30% par rapport aux valeurs initiales. Il est donc important de vérifier si la capacité structurale de l'ouvrage est suffisante avec cette tension résiduelle, et le cas échéant de limiter le tonnage admissible. Il a également été recommandé au gestionnaire de l'ouvrage de 1/ réitérer l'essai de mesure de la tension résiduelle dans 5 à 10 ans pour étudier l'évolution de la tension, 2/ de mettre à jour les calculs de capacité portante de l'ouvrage avec les tensions mesurées et 3/ de vérifier les hypothèses et refaire les calculs du dossier d'ouvrage, en version probabiliste.

RÉFÉRENCES

- Auscultation des Ouvrages d'Art. Fiche C4-3 : Mesure de la tension des câbles et armatures de précontrainte au moyen de l'arbalète.* (n.d.).
<https://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/methodes-auscultation-structure-mesuresforces.html>
- Baroghel-Bouny, V., Andrade, C., Castellote, M., Brazillier, D., Costaz, J.-L., Couty, R., Degeimbre, R., Divet, L., Godart, B., Grimaldi, G., Guedon-Dubied, S., Hasni, L., Hornain, H., Larive, C., Le Roux, A., Linger, L., Monachon, P., Moranville-Regourd, M., Petre-Lazar, I., ... Yssorche-Cubaynes, M.-P. (2004). Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages. Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali réaction. In *Association Française de Génie Civil (AFGC)*.
<https://www.afgc.asso.fr/app/uploads/2007/10/Indicateurs-durabilite.pdf>
- Carcassès, M., & Cussigh, F. (2021). *Définition de seuils de performance en fonction des classes d'exposition. Lirable du PN Perfdub.*
- Cot, P.-D. (1950). La reconstruction des quais du port du Havre. *Revue Travaux*, 188, 449–466.
- FD P 18-480. *Justification de la durabilité des ouvrages en béton par méthode performantielle.* (2022).

Joint Commitee for Structural Safety. (2000). *JCSS Probabilistic Model Code. Part 3: Resistance Models*.
https://www.jcss-lc.org/publications/jcsspmc/jcssprestress_final.pdf

LCPC. (2010). *Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton*.