

**Zeitschrift:** Bulletin technique de la Suisse romande  
**Band:** 60 (1934)  
**Heft:** 8

**Artikel:** Nos connaissances actuelles sur l'état des tensions dans les cordons de soudure  
**Autor:** Rosenthal, D.  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-46375>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **Conditions d'utilisation**

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

### **Terms of use**

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 22.01.2025

**ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>**

qui se desserrent ou par clous qui s'arrachent sous l'influence des vibrations.

L'influence de la vibration ne se fait sentir que sur une étendue restreinte, d'autant plus limitée que le coffrage est plus rigide, que la masse de béton est plus considérable, que le béton est plus sec. Il faut donc choisir la puissance des vibreurs en fonction de ces divers facteurs.

La vibration se transmet le long des coffrages sur une distance qui dépasse rarement 1 m et sur une épaisseur de 20 à 30 cm pour le béton à consistance de terre humide, de 30 à 50 cm pour le béton plastique.

Pour le bétonnage des arcs du pont du Gueuroz, de 1,10 à 2,00 de hauteur sur 0,60 m de largeur, il a fallu placer les vibreurs, de 60 mm d'alésage du piston, à des intervalles ne dépassant pas 1 m et ceci sur les deux faces latérales de chaque arc. Malgré la vibration intense réalisée par 4 vibreurs travaillant simultanément la liquéfaction du béton a été difficile à obtenir au centre des arcs ; elle a été aidée par un pilonnage énergique au moyen de barres de fer. Pour les joints de reprise et les voussoirs de clavage il a fallu utiliser un béton surdosé à la consistance faiblement plastique.

L'exécution des montants des cadres, du tablier, des garde-corps, de sections plus réduites, s'est faite, par contre, avec une grande facilité, les vibreurs pouvant être disposés d'un seul côté, à intervalles d'environ 1 m. Pour le tablier, un vibreur pouvait vibrer une surface de 2 à 3 m<sup>2</sup> en 2 à 3 minutes.

Il résulte de ces expériences de chantier, confirmées par celles de laboratoire, que les épaisseurs à vibrer ne doivent pas dépasser 50 à 60 cm, à moins d'utiliser un béton très plastique et de renoncer à l'augmentation de résistance due à la réduction de la quantité d'eau de gâchage. Par contre, lorsque les épaisseurs à bétonner sont inférieures à 40 cm, la vibration permet l'emploi d'un béton sec dont la mise en œuvre, très rapide, assure le parfait enrobage des armatures sans risque de déplacement de celles-ci.

La taille artificielle, les blocs de béton, les tuyaux de ciment fabriqués au moyen de béton vibré peuvent être démoulés immédiatement, comme ceux en béton damé, tout en étant plus compacts et plus étanches. Il ne s'agit pas d'une accélération du durcissement du ciment, mais de l'emploi d'un béton à consistance plus ferme.

Les vibreurs sont très bruyants, ce dont il faut tenir compte pour les travaux en ville. En outre, il est nécessaire de pouvoir observer les progrès de la liquéfaction du béton, sinon l'arrêt d'un vibreur peut passer inaperçu d'où danger de fausses manœuvres. Au surplus la vibration doit être dirigée par un contremaître connaissant ce mode de mise en œuvre du béton (choix de la consistance du béton, choix du type de vibreur, choix des points d'application de la vibration, durée de celle-ci, etc.).

\* \* \*

La vibration appliquée sur les coffrages ne convient pas pour la mise en œuvre de grosses masses de béton

parce que son efficacité diminue rapidement avec la profondeur. Les tentatives faites jusqu'ici pour remédier à cet inconvénient par l'emploi de *pervibrateurs*, c'est-à-dire de vibreurs flottants placés à la surface de la masse de béton à vibrer, n'ont pas donné pleine satisfaction sur les chantiers.

L'idée est ingénieuse, la pervibration a permis d'obtenir des résultats intéressants au laboratoire ou pour le bétonnage de colonnes de faible hauteur. Toutefois, dès qu'il s'agit véritablement de grosses masses de béton, le faible rayon d'action de la vibration conduit à multiplier les appareils dans une mesure prohibitive (au moins un par m<sup>2</sup>) en raison de leur encombrement et de la difficulté de surveillance, ou à renoncer à obtenir un béton de qualité homogène.

En 1932, la pervibration a été utilisée pour le bétonnage d'un barrage en arc italien. Le béton à la consistance pâteuse a été disposé par couches successives de 30 à 40 cm d'épaisseur. Les *pervibrateurs*, espacés de 1 m, étaient tenus à la main et déplacés toutes les 8 à 10 minutes. Leur action ne s'est pas fait sentir au delà d'un rayon de 50 cm ; le béton du parement a été irrégulier et de compacité variable.

#### Conclusions.

On peut escompter d'excellents résultats lors de la mise en œuvre du béton par vibration des coffrages dans les cas suivants :

- a) Pour tous les ouvrages minces fortement armés.
- b) Pour la fabrication de taille artificielle, de blocs, de tuyaux de ciment.
- c) Pour l'exécution des revêtements de tunnels.

La vibration permet non seulement d'utiliser un béton relativement sec et de grande résistance, mais encore de réduire les frais de main-d'œuvre par suite de la rapidité d'exécution. Dans de bonnes conditions, la liquéfaction du béton se produit après une à trois minutes de vibration.

Les conditions essentielles du succès sont de pouvoir observer les progrès de la liquéfaction du béton et de confier la conduite du chantier à un contremaître expérimenté.

La mise en œuvre de grosses masses de béton par vibration ou pervibration n'est pas encore au point.

Lausanne, le 7 mars 1934.

## Nos connaissances actuelles sur l'état des tensions dans les cordons de soudure.

par D. ROSENTHAL, Chef de travaux à l'Université de Bruxelles.  
(Conférence faite à Lausanne, le 12 novembre 1932, à la « Journée de la soudure ».)

#### Préliminaires.

L'étude de l'état des tensions dans les cordons de soudure est à l'ordre du jour. On voit, de divers côtés, se multiplier les théories d'élasticité relatives à l'étude de

cet état. Certaines d'entre elles ne manquent pas d'ingéniosité et d'élégance (B1)<sup>1</sup>. Le Congrès des Ponts et Charpentés, qui s'est tenu à Paris au mois de mai 1932, semble également vouloir consacrer cette tendance, en recommandant « de poursuivre les recherches concernant la détermination de la répartition des efforts à l'intérieur des cordons de soudure ».

Partant de ces prémisses, il nous a paru légitime de faire un aperçu de nos connaissances actuelles sur l'état des tensions dans les cordons de soudure.

Nous nous excusons à l'avance si cet aperçu, fort sommaire, n'est pas aussi complet qu'il eût été désirable.

#### Définitions.

Rappelons d'abord que le cordon de soudure se présente sous forme d'un prisme droit à section plus ou moins triangulaire. C'est la forme que prend ordinairement le métal de soudure lorsqu'il est déposé dans l'angle dièdre constitué par les faces des pièces à réunir.

Dans la suite, nous admettrons que la section du prisme est triangulaire.

Nous distinguons, dans les assemblages des barres soudées alignées :

- a) le cordon *frontal* dont l'axe<sup>2</sup> est disposé perpendiculairement à l'axe des barres et
- b) le cordon *latéral* dont l'axe est disposé parallèlement à l'axe de ces barres.

#### Etat élastique du cordon frontal.

On admet (B2) que dans les assemblages courants, comme celui de la figure 1, le cordon frontal subit à la rupture (statique) une *sollicitation* uniforme sur toute sa longueur. Or, à la rupture (statique) l'état du cordon n'est *plus* élastique.

Il ne semble pas que l'on puisse admettre sans réserve l'hypothèse « d'une sollicitation uniforme sur toute la longueur », lorsque l'état du cordon est *encore élastique*, pour les plats des dimensions courantes, par exemple pour les plats de 60×10 sur lesquels ont porté nos mesures, voir figure 1.

Si nous admettons cependant que cette hypothèse est

<sup>1</sup> Les chiffres précédés de la lettre B renvoient à la bibliographie placée à la fin de l'article.

<sup>2</sup> Droite réunissant les centres de gravité des sections.

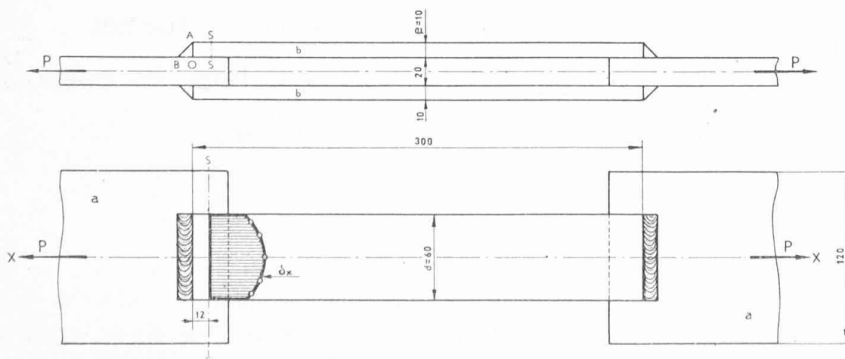


Fig. 1. — Mesure des dilatations longitudinales  $\delta x$  dans le plat  $b$ , à l'endroit  $s-s$ .

valable *en première approximation* pour l'état élastique du cordon, nous pouvons considérer l'état des déformations dans le cordon comme étant *plan* (B3); ceci constitue une simplification importante au point de vue de l'étude des tensions.

#### Etat élastique du cordon latéral.

Les essais statiques montrent (B2) que le cordon *latéral* rompt dans les assemblages courants, analogues à l'assemblage de la figure 1, sous une charge à peu près *proportionnelle* à la longueur du cordon.

Il semble difficile cependant d'en conclure que ce cordon subit, également à l'état élastique, une *sollicitation uniforme* sur toute sa longueur. En effet, les déformations élastiques relevées le long du cordon latéral varient fortement d'une section à l'autre. On ne peut non plus, semble-t-il, négliger la variation des tensions suivant l'épaisseur du cordon; du moins la théorie, dite uniaxe (B4) qui n'en tient pas compte, aurait-elle quelque peine à expliquer les résultats des essais statiques, cités plus haut.

Pour étudier l'état élastique du cordon latéral il faudrait donc envisager l'état *triple*, le plus général, des tensions.

Sous cet aspect l'étude de l'état élastique du cordon latéral n'a pas encore reçu, à notre connaissance, de solution satisfaisante. Nos considérations porteront donc uniquement sur le cordon frontal.

#### Etude de l'état élastique (plan du cordon frontal).

Grâce à l'hypothèse de l'état plan admise plus haut, l'étude du cordon frontal se réduit au calcul des tensions parallèles à la section normale, c'est-à-dire à la section perpendiculaire à l'axe du cordon.

Plaçons le plan  $xy$  du trièdre de référence  $x, y, z$  dans cette section. Nous aurons ainsi à déterminer la valeur des deux tensions normales,  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  et d'une tension tangentielle,  $\tau_{xy}$ .

La solution du problème des tensions de l'état plan d'élasticité peut, ainsi que nous le savons, s'obtenir à l'aide d'une fonction  $F(x, y)$ , dite « fonction d'Airy », liée aux tensions  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$  par des relations suivantes :

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \cdot \partial y} \quad (1)$$

La fonction  $F$  se détermine à l'aide de l'équation différentielle biharmonique :

$$\nabla^4 F = 0 \quad (2)$$

et des conditions aux limites.

#### Simplification.

La solution rigoureuse du problème plan exige que la fonction  $F$  satisfasse aux conditions aux limites étendues à l'ensemble constitué par les pièces assemblées et les cordons de soudure. Une telle solution serait difficile à obtenir même pour les cas relativement simples.

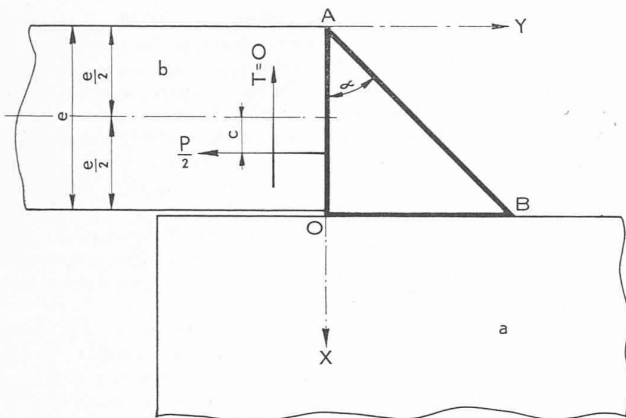


Fig. 2. — Sollicitation du cordon frontal dans un assemblage soudé par recouvrement.

On peut simplifier le problème, en ne considérant que le cordon AOB (fig. 2) et en imposant à la fonction  $F$  de satisfaire uniquement aux conditions aux limites sur le côté AB, qui n'est soumis à aucun effort, et aux conditions d'équilibre des efforts et des moments sur les côtés OA et OB.

Le problème ainsi posé n'est ni complet ni rigoureux : les solutions obtenues par les conditions ci-dessus n'entraîneront pas nécessairement la compatibilité des déformations entre les barres assemblées et les cordons.

Il faudra donc vérifier par l'expérience le degré d'approximation résultant de ces solutions.

*Premier cas : Assemblages soudés par recouvrement.*

Ce cas est illustré par les figures 1 et 2. Supposons pour fixer les idées que les barres  $b-b$  soient attachées à leurs deux bouts de la même manière. La sollicitation des barres  $a-a$  se réduit à un effort axial  $P$ .

Nous aurons ainsi réalisé un assemblage courant par double recouvrement. Dans cet assemblage, la face OA du cordon subit de la part de la barre  $b$  des réactions qui se réduisent :

1. à un effort normal  $= \frac{P}{2}$  et
2. à un couple  $= \frac{P}{2} c$ , où  $c$  désigne l'excentricité,

l'effort tangentiel  $T$  étant nul en vertu de l'identité de la sollicitation aux deux bouts de la barre  $b$ .

La valeur de l'excentricité  $c$  résulte du degré d'encastrement des barres  $b-b$  sur les  $a-a$ . Dans l'état actuel de nos connaissances cette grandeur doit se déterminer expérimentalement pour chaque cas particulier.

*Solutions.*

Dans la recherche des solutions simples on peut particulariser la fonction  $F$ , par exemple, sous forme de polynômes en  $x$  et  $y$  et arrêter le développement aux premiers termes.

La solution la plus simple, compatible avec les condi-

tions du contour<sup>1</sup>, s'obtiendra ainsi en arrêtant le développement aux termes de troisième puissance en  $x$  et  $y$ .

Les tensions  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$  deviennent alors des fonctions linéaires de  $x$  et  $y$ , ainsi que le montrent les formules (1). Ces tensions dépendent de la valeur de  $P$  et de l'excentricité  $c$ .

Posons, cf. figure 2 :

- $e$  = épaisseur des plats  $a-a$ ,
- $d$  = largeur des plats  $b-b$   
(longueur du cordon),
- $c$  = excentricité de l'effort  $\frac{P}{2}$ ,
- $m = \text{tg. } \angle OAB$ .

Les tensions  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau_{xy}$  s'expriment alors à l'aide des formules suivantes :

$$\left[ \begin{aligned} \sigma_y &= \frac{P}{2 \cdot e \cdot d} \cdot \left[ 12 \cdot \frac{c}{e} \cdot \frac{x}{e} + \frac{1}{m} \left( 1 - \frac{6 \cdot c}{e} \right) \left( \frac{y}{e} + 1 \right) \right] \\ \sigma_x &= \frac{P}{2 \cdot e \cdot d} \cdot \frac{1}{m^2} \left\{ -4 \left( 1 - \frac{3 \cdot c}{e} \right) \frac{x}{e} - \left( 1 - \frac{6 \cdot c}{e} \right) - \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{m} \left[ 2 \left( 1 - \frac{6 \cdot c}{e} \right) - 8 \left( 1 - \frac{3 \cdot c}{e} \right) \right] \frac{y}{e} \right\} \\ \tau_{xy} &= \frac{P}{2 \cdot e \cdot d} \cdot \frac{1}{m} \left[ -2 \left( 1 - \frac{6 \cdot c}{e} \right) \frac{x}{e} + \frac{4}{m} \cdot \left( 1 - \frac{3 \cdot c}{e} \right) \frac{y}{e} + \right. \\ &\quad \left. + \left( 1 - \frac{6 \cdot c}{e} \right) \right] \end{aligned} \right] \quad (3)$$

(A suivre.)

## A propos de fondations de bâtiments.

(Suite et fin.<sup>2</sup>)

### Résistance et « collage » des pieux.

« Quand il y a 2 m de sable au-dessus de l'argile, on peut asseoir convenablement les semelles. Mais, en allant vers la droite, l'épaisseur de fondation diminue. Il faut donc envisager un autre mode de fondation et nous utiliserons des pieux, ou bien des pieux ordinaires, ou bien des pieux en béton armé, ou bien des pieux des multiples types que vous connaissez tous, calculés par les méthodes ordinaires, à l'aide de la « formule des Hollandais », qui n'est pas exacte du point de vue mathématique, mais qui a la chance de « coller » assez bien dans la pratique. Cette formule a la teneur suivante :

$$R = \frac{1000M^2 h}{6e(M + P)}$$

$R$ ,  $M$  et  $P$  désignant respectivement la résistance du pieu, le poids du mouton et le poids du pieu, exprimés en tonnes ;  $h$  est la hauteur de chute du mouton, en mètres ;  $e$ , l'enfoncement du pieu par coup de mouton (ou la moyenne des enfoncements sous une volée de 10 coups), en millimètres.

Un auditeur posa la question suivante : « A titre comparatif, quelle est la différence de résistance entre deux pieux, l'un fiché dans l'argile, l'autre dans le sable ? »

Réponse de M. Suquet : « Les pieux résistent non seulement par effet de pointe, mais aussi par collage, assez énergique pour ceux du genre utilisé dans la construction qui nous occupe parce qu'il y a une dilatation qui fait pénétrer, en quelque sorte, le béton dans le terrain. Supposons que la dilatation ait produit un champignon de 1 m de diamètre. Cela fait 7900 cm<sup>2</sup> de surface d'appui, pour une charge de 65 tonnes. Si on supposait que le pieu résistât uniquement par effet

<sup>1</sup> C'est-à-dire avec les conditions aux limites sur le côté OA et les conditions d'équilibre des efforts et des moments sur les côtés OA et OB, fig. 2.  
<sup>2</sup> Voir *Bulletin technique* du 3 mars 1934, p. 81.