

# Cassage d'une poutre en béton armé

Culture Sciences  
de l'Ingénieur

Amandine ASSELIN - Bastien BODNAR - Matthieu BRIAT  
Clotilde CHAMBREUIL - Xavier JOURDAIN - Hélène HORSIN MOLINARO

Édité le  
03/02/2020

école  
normale  
supérieure  
paris-saclay

*Cette ressource est issue d'une séance de travaux pratiques de génie civil réalisée en formation SAPHIRE, première année commune des trois départements des Sciences de l'Ingénieur de l'ENS Paris-Saclay. L'objectif est de caractériser par essai destructif la poutre en béton armé réalisée dans la ressource « Fabrication d'une poutre en béton armé ».*

La poutre en béton armé réalisée quatre semaines plus tôt (voir ressource « *Fabrication d'une poutre en béton armé* » [1]) est soumise à un essai de flexion 4 points afin d'étudier son mode de rupture. Des essais sur les éprouvettes de béton et sur l'acier des armatures ont été préalablement faits afin de caractériser mécaniquement les matériaux utilisés dans la fabrication de la poutre ; ces essais sont à retrouver dans la ressource « *Essais destructifs sur éprouvettes en béton et acier d'armature* » [2]. La formulation du béton a été élaborée selon la démarche exposée dans la ressource « *Formulation d'un béton ordinaire* » [3].

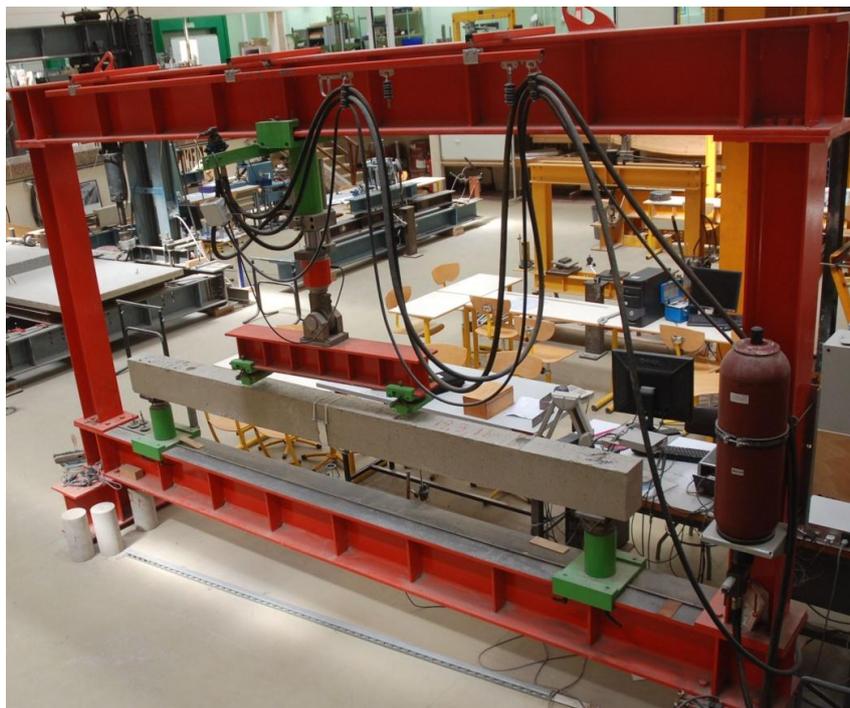


Figure 1 : Poutre en béton armé dans le dispositif d'essai de flexion 4 points

Cette ressource, présente le dispositif d'essai de flexion 4 points ainsi que l'instrumentation utilisée lors de travaux pratiques. Les différentes phases de comportement de la poutre menée à la ruine sont décrites et illustrées ; un dernier chapitre compare les résultats expérimentaux aux résultats théoriques développés dans la ressource « *Étude théorique d'une poutre en flexion 4 points* » [4].

## 1 - Structure du bâti de chargement

L'essai de flexion quatre points se déroule au sein d'un cadre fermé (en rouge figure 1). Les efforts sont appliqués sur l'élément de structure par un vérin hydraulique. Le dernier applique un

effort  $2.Q$  sur un profilé métallique appelé chevêtre, dont les deux appuis sont séparés d'une distance  $L/3$ . Le chevêtre est posé sur la poutre, centré au niveau de l'abscisse  $L/2$ . Les appuis de ce chevêtre sont conçus afin de créer un système isostatique qui permet de transmettre à la poutre testée, deux efforts d'intensité  $Q$  à la poutre, et localisés aux abscisses  $L/3$  et  $2.L/3$  (figure 2).

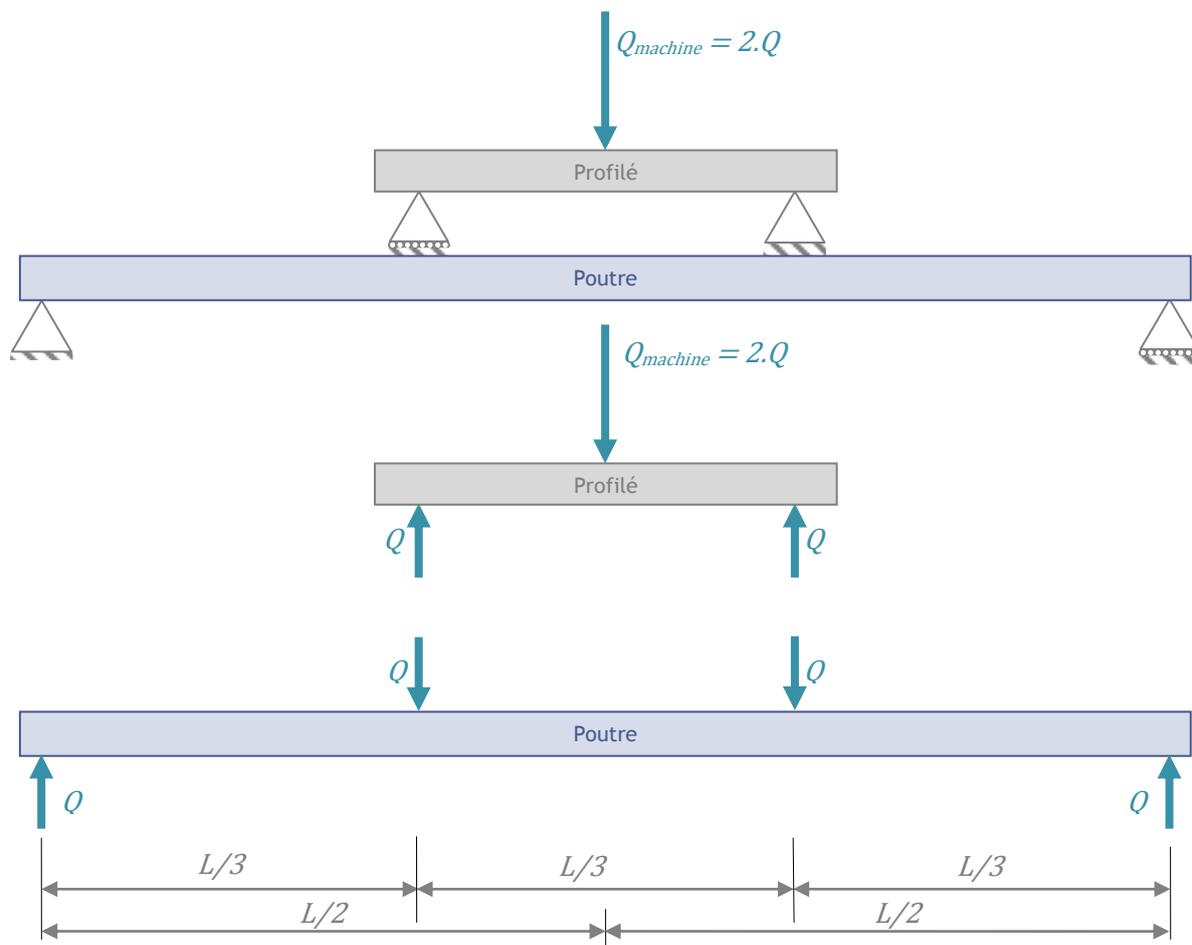


Figure 2 : Système de chargement de la poutre en flexion quatre points.

Les liaisons mécaniques entre poutre/cadre fermé et profilé/poutre sont réalisées à l'aide :

- d'un rouleau placé sur un support rigide. Le déplacement de la poutre est uniquement bloqué suivant la direction transversale à l'axe longitudinal de la poutre : c'est un appui simple (figure 3a) ;
- d'une rotule placée sur un support rigide au niveau du second appui, bloquant les déplacements suivant les axes transversaux et longitudinaux de la poutre : c'est une rotule (figure 3b).



Figure 3 : Exemple des appuis profilé/poutre

On bloque ainsi les trois degrés de liberté correspondant au modèle poutre 2D.

Afin de mener à bien l'expérience, la poutre a été placée sur un banc d'essai à cadre fermé ; la structure étant composée d'un cadre fermé, les efforts transmis à la poutre testée sont repris par la traverse supérieure (sollicitée en flexion), les montants (sollicités en traction sur l'exemple figure 4) et la traverse inférieure (sollicitée en flexion). Cette solution présente ainsi l'immense avantage de ne pas transmettre d'efforts au sol du laboratoire. En effet, s'il n'y avait pas de traverse inférieure, les efforts de traction seraient directement transmis à la dalle du laboratoire qui devrait être très fortement ferrillée. De plus, il serait impossible de changer de place le banc d'essai sans refaire la dalle au nouvel endroit.

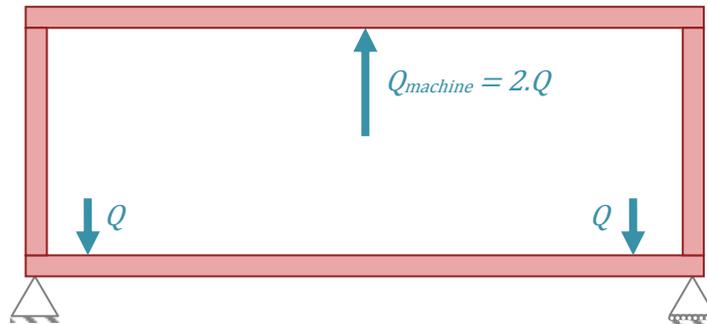


Figure 4 : Chargement sur le banc d'essai.

## 2 - Instrumentation

Le banc d'essai est instrumenté à l'aide des dispositifs suivants (figure 5) :

- un capteur de déplacement LVDT<sup>1</sup>, capteur électrique passif de type inductif permettant de mesurer des déplacements linéaires. Le capteur de position inductif est constitué d'un noyau ferromagnétique cylindrique couissant à l'intérieur de trois bobines coaxiales (figure 5). C'est un capteur passif (il a besoin d'être alimenté afin d'effectuer une mesure) dont le circuit primaire (alimenté) correspondant à la bobine centrale du dispositif. Les deux autres bobines montées en opposition de phase, constituant le circuit secondaire sont reliées à une voie de mesure.

Le capteur est placé au niveau de l'abscisse  $L/2$ , et permettra durant l'essai de mesurer la flèche maximale  $\delta_{max}$  de la poutre. Le passage de la pièce métallique perturbe le champ magnétique entre les bobines ; la tension mesurée varie donc en fonction de sa position ;

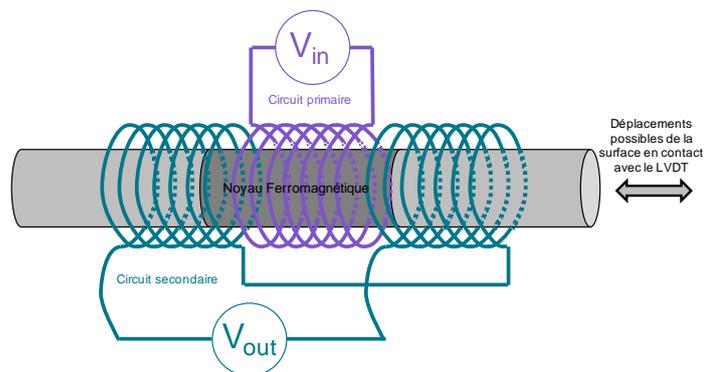


Figure 5 : Schématisation du LVDT avec le circuit primaire et le circuit secondaire

- dix billes métalliques sont placées sur la surface latérale de la poutre. Ces billes servent de points de référence, afin de mesurer une variation de longueur avec un extensomètre

<sup>1</sup> Linear Variable Differential Transformer

dont on déduit la déformation relative  $\varepsilon$  le long de la hauteur  $h$  de la section pour différents chargements. Le profil des déformations de la section plane de la poutre peut ainsi être tracé ;

- un capteur de force, placé au niveau du vérin permettant de mesurer l'effort  $Q_{\text{machine}} = 2.Q$  appliqué sur la poutre lors de son chargement.

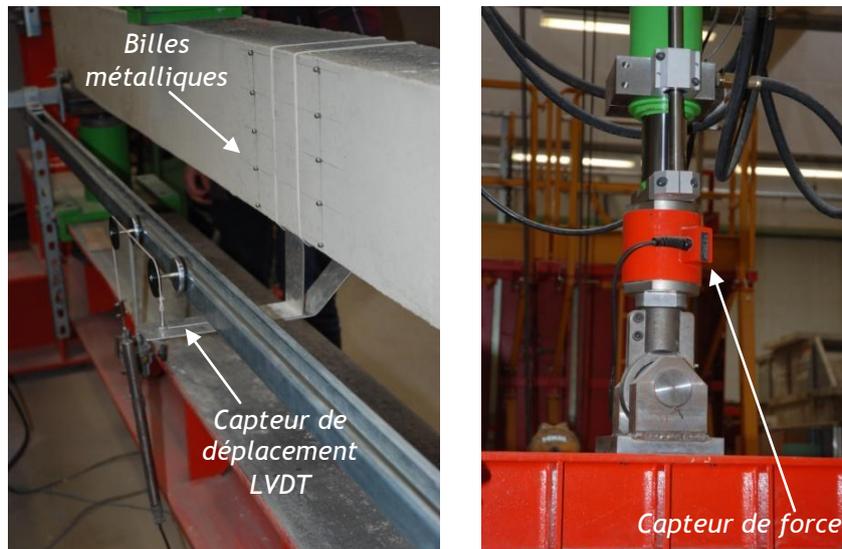


Figure 6 : Instrumentation du banc d'essai

Les billes ont été collées selon une grille déterminée ; des premières mesures sont réalisées poutre non sollicitée à l'aide d'un extensomètre pour définir les longueurs initiales pour chaque paire de billes. Des mesures sont ensuite régulièrement faites au cours du chargement de la poutre afin de mesurer les variations de longueur par rapport à la longueur initiale et ainsi en déduire la déformation moyenne entre les paires de billes.

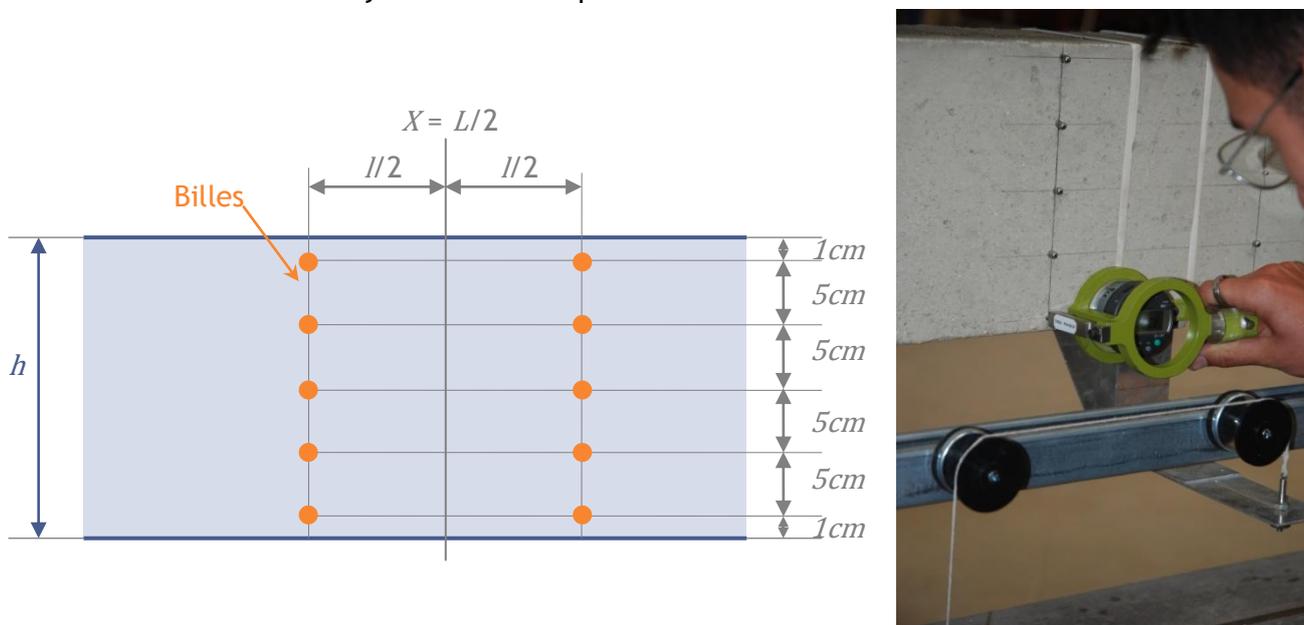


Figure 7 : Position des billes et mesure à l'aide de l'extensomètre

Des mesures de la résistance de béton sont aussi prises à l'aide d'un scléromètre (voir ressource « *Essais destructifs sur éprouvettes en béton et acier d'armature* » [2]). Plusieurs mesures sont nécessaires afin d'en faire une moyenne ; la localisation des points de mesure tente d'éviter les armatures, leurs positionnements sont connus (voir ressource « *Fabrication d'une poutre en béton armé* » [1] et l'« *Annexe : Plan de ferrailage d'une poutre en béton armé* »).



Figure 8 : Estimation de la résistance du béton à l'aide d'un scléromètre

### 3 - Mise en ruine de la poutre

Le chargement de ruine est estimé à environ 75 kN. Une fois le chevêtre positionné sur la poutre, le chargement va être effectué progressivement, les mesures de déformation sont régulièrement faites à l'aide de l'extensomètre et des billes. Les fissures sont observées dès leur apparition, elles sont relevées en les surlignant de craie. En parallèle le capteur de déplacement au milieu de la poutre mesure la flèche, et le capteur de force au niveau du vérin permet de contrôler l'effort appliqué.

Les premières fissures sont visualisées vers 8 kN en partie basse de la poutre entre les deux points d'appuis du chevêtre donc dans la partie de la poutre en flexion pure (moment fléchissant constant effort tranchant nul ; le chargement est prolongé progressivement jusqu'à environ 60 kN (figure 9).



Figure 9 : Premières fissures et prolongement du chargement jusqu'à environ 60 kN

À ce stade la poutre est déchargée progressivement, afin de visualiser sa phase élastique, la flèche s'annule quasiment intégralement (pas intégralement car la fissuration a commencé). La poutre est ensuite rechargée, mesures et examens visuels continuent.



*Figure 10 : Mesures des déformations et examen des fissures*

En prolongeant le chargement les fissures progressent, et apparaissent aussi au-delà de la partie centrale, inclinées à environ  $45^\circ$  indiquant la présence d'un effort tranchant, la flexion pure ne se situe que dans la partie centrale de la poutre. La flèche s'accroît, mais la poutre ne présente pas de ruine apparente en dehors des fissures (figure 11). La poutre est plusieurs fois déchargée, elle conserve une part de comportement élastique.



*Figure 11 : Apparition de fissures à  $45^\circ$  au-delà des appuis du profilé, flèche de la poutre chargée*

Progressivement la poutre va être amenée à la ruine, les fissures vont progressivement s'allonger et s'ouvrir, la flèche va s'accroître (figure 12). Avant de mener la poutre à la ruine, l'instrumentation permettant de mesurer la flèche est démontée afin d'éviter qu'elle ne soit abîmée, le capteur de déplacement LVDT est donc enlevé.



Figure 12 : Agrandissement des fissures et Accentuation de la flèche au cours du chargement

Puis le béton situé sur la partie supérieure de la poutre commence à subir des contraintes supérieures à sa limite de compression.



Figure 13 : Endommagement du béton par compression sur la partie supérieure de la poutre

Lorsque la poutre est déchargée, elle garde une flèche résiduelle, cette décharge sera linéaire et on pourra parler de comportement structural élastique.

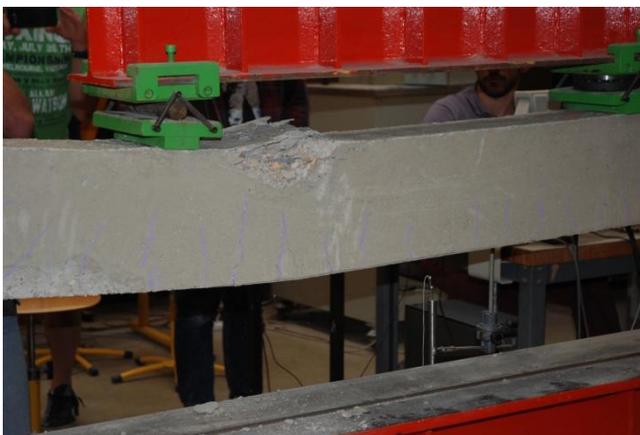


Figure 14 : Déformation permanente de la poutre

En prolongeant le chargement, l'endommagement s'accroît, l'acier des armatures longitudinales supérieures flambe. Les fissures en partie basse s'écartent de plusieurs millimètres.



Figure 15 : Flambement des armatures supérieures

## 4 – Analyse

Les mesures relevées au cours de l'essai sont comparées aux résultats du modèle théorique développé dans la ressource « *Etude théorique d'une poutre en flexion 4 points* » [4] où l'on trouvera les détails des hypothèses et données mentionnés ici.

La comparaison étudie le comportement de la poutre en trois phases de l'essai : apparition de la première fissure à la fin de la phase élastique, l'état limite ultime et enfin la ruine de la poutre.

### 4.1 - Phase élastique

Dans un premier temps la poutre est chargée jusqu'à arriver au moment de première fissuration théorique, soit à la valeur de charge  $Q_{Mcr} = 7,62$  kN, sachant que la valeur théorique était  $Q_{Mcr,th} = 7,19$  kN. Les mesures de flèche  $\delta_{ctm}$ , de déformation des fibres inférieure et supérieure  $\varepsilon_{inf}$  et  $\varepsilon_{sup}$ , et de position du centre élastique  $y_e$  sont comparées aux résultats théoriques :

Mesure	Expérimental	Théorique	Écart relatif [%]
$\delta_{ctm}$ [mm]	1,03	0,582	77
$\varepsilon_{inf}$ [‰]	0,124	0,078	59
$\varepsilon_{sup}$ [‰]	0,138	0,089	55
$y_e$ [mm]	115	103	10

Figure 16 : Mesures réalisées lors de la phase élastique, avant la première fissuration

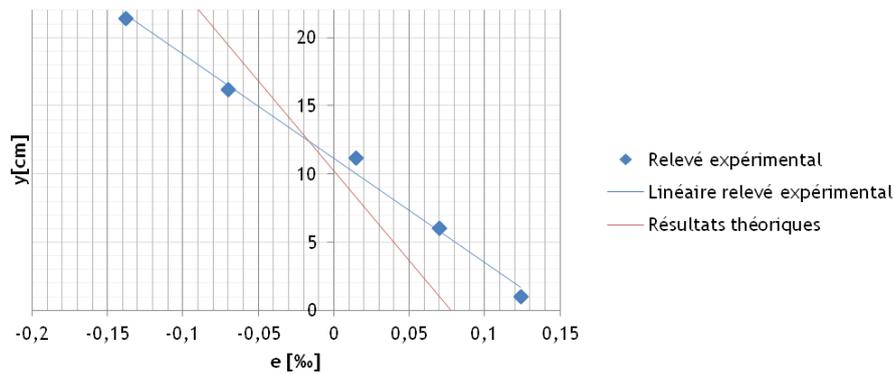


Figure 17 : Évolution des déformations dans la section lors de la première fissuration (limite élastique)

Cette première prise de mesure permet d’observer un écart important avec le modèle théorique au niveau des déformations (les déformations et les flèches mesurées lors de la fissuration sont très faibles, l’incertitude de mesure avec l’extensomètre est donc importante. Afin de vérifier, il serait nécessaire de faire un calcul d’incertitude).

Les différences observées peuvent avoir différentes origines :

- les caractéristiques matériaux (pour ces calculs uniquement les modules d’élasticité) ont été mal évaluées ;
- les capteurs permettant de mesurer l’effort, la flèche et les déformations (et la position des billes) ont des incertitudes très grandes ;
- la position des armatures et la géométrie de la poutre peuvent être légèrement différentes des valeurs théoriques ;
- les hypothèses du modèle sont inadaptées (par exemple, l’homogénéisation du module d’élasticité sur toute la longueur de la poutre).

Néanmoins, un axe neutre expérimental a pu être identifié à une valeur assez cohérente avec la théorique. Enfin, on remarque que la flèche expérimentale est beaucoup plus importante que la flèche théorique (calculée pour une inertie non fissurée).

Aucune fissure n’est visible à ce moment-là de l’essai et il faut atteindre une charge de 13 kN pour voir apparaître une première fissure. Notons que l’observation d’une fissure à l’œil nu n’est possible que si elle est ouverte d’un espace supérieur à la capacité de discrimination de notre œil. La fissuration a en conséquence pu commencer un peu plus tôt. On peut en conclure que l’effort de limite élastique était bien prévu théoriquement. La figure 18 montre les déformations dans la section centrale de la poutre au moment de la première fissuration observable à l’œil nu. On remarque alors que l’axe neutre est encore un peu plus haut que dans le cas précédent.

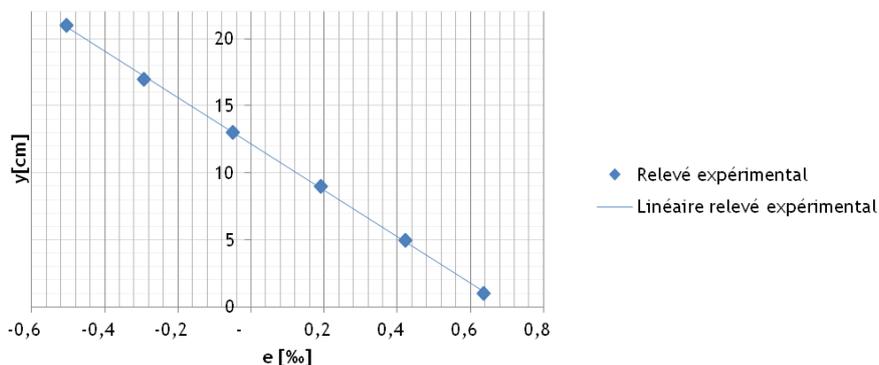


Figure 18 : Évolution des déformations dans la section lors de la première fissuration expérimentale (limite élastique)

## 4.2 - États limites ultimes ELU

Le chargement de la poutre est augmenté jusqu'à atteindre  $Q_{Mr_u,ELU,th} = 56,8$  kN, en prenant en compte les aciers comprimés. Les mesures ont été réalisées à  $Q_{Mr_u,ELU,exp} = 43,0$  kN. Les aciers devraient avoir plastifié et la fissuration se sera accentuée. On détermine également la position de l'axe neutre :

Mesure	Expérimental	Théorique	Ecart relatif [%]
$\delta_{ELU}$ [mm]	17	11,1	53
$\varepsilon_{inf}$ [‰]	5,1	7,3	30
$\varepsilon_{sup}$ [‰]	3,9	3,5	11
$y_E$ [mm]	127	179	29

Figure 19 : Mesures réalisées aux ELU.

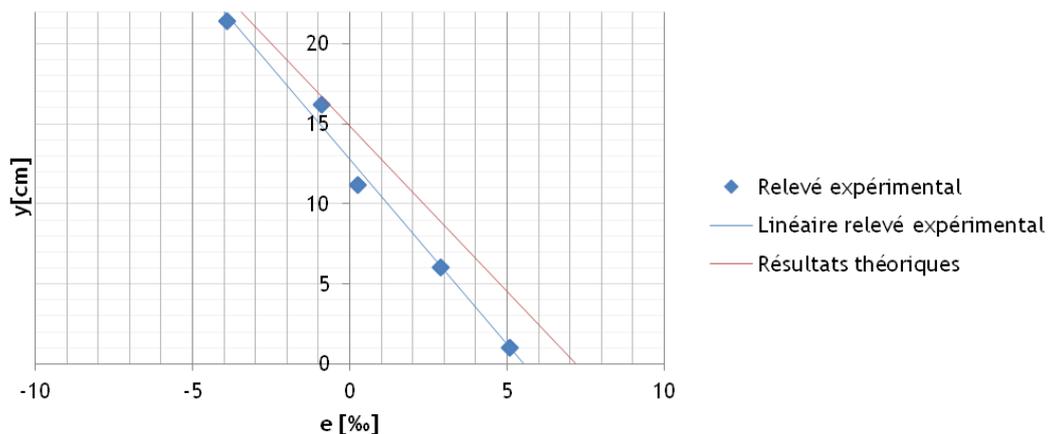


Figure 20 : Évolution des déformations dans la section aux ELU

En appliquant la charge  $Q_{ELU}$ , la poutre n'a toujours pas atteint la ruine puisque l'effort repris par la poutre continue de croître lorsque le vérin, piloté en déplacement, augmente sa course. Elle travaille donc encore en dessous de ses capacités maximales, même si elle est déjà fortement fissurée. Les hypothèses de dimensionnement aux ELU placent la poutre en zone de sécurité en réduisant la résistance de calcul des matériaux. La section semble réagir comme si les matériaux semblaient plus rigides que ceux considérés dans les hypothèses utilisées aux ELU, car les déformations expérimentales sont moindres (figure 20), ce qui renforce l'idée que les ELU supposent une plus grande part de section fissurée.

L'axe neutre s'est déplacé de 3 cm vers la fibre comprimée par rapport à la phase élastique : cette constatation permet de confirmer que le béton en partie inférieure a fissuré. Néanmoins, l'axe neutre reste en dessous de la valeur estimée d'après les hypothèses aux ELU : la section de béton a donc moins fissuré que prévu.

En ce qui concerne la forme de la section en partie centrale, le profil de déformation semble encore assez linéaire, donc les sections sont bien restées droites et l'hypothèse de Navier-Bernoulli<sup>2</sup> reste valable, ce qui est cohérent avec le fait qu'il n'y ait aucun effort tranchant en partie centrale. En effet, si la section était soumise à un effort tranchant, on observerait l'apparition d'une déformation causée par les contraintes tangentielles (prises en compte dans le

<sup>2</sup> Claude Louis Marie Henri Navier (1785-1836) ingénieur et mathématicien français, Daniel Bernoulli (1700-1782) physicien et mathématicien helvétique

modèle de Timoshenko<sup>3</sup>). La section serait alors soumise à une distorsion. Néanmoins, la poutre est ici suffisamment élancée pour négliger l'influence des contraintes tangentielles sur les déformations.

Enfin, comme précédemment, la flèche mesurée est supérieure à celle estimée malgré la prise en compte de la fissuration dans le calcul théorique. Ceci montre que le calcul théorique est trop simplifié pour représenter le comportement réel

### 4.3 - Ruine

Le chargement de la poutre est poursuivi de manière à l'amener à l'état de ruine. Ainsi la valeur de la charge  $Q_{Mru}$  de la poutre pourra être déterminée expérimentalement.

L'apparition d'une fissuration en fibre supérieure est observée pour  $Q_{Mru,exp} = 77,4$  kN contre  $Q_{Mru,th} = 75,4$  kN, soit un écart relatif de 2,6 %.

L'état de ruine a été obtenu pour une charge de la presse un peu inférieure à celle estimée (on observe tout de même une différence d'environ 2 kN). Si la charge de première fissuration semblait bien prédite, c'est un peu moins le cas pour la ruine. En effet, les calculs jusqu'à fissuration peuvent être réalisés avec peu d'hypothèse puisque tout est linéaire mais à la ruine les comportements matériaux sont simplifiés pour permettre la réalisation de calculs théoriques, ce qui peut expliquer de tels écarts. Cependant, compte tenu des incertitudes sur les résistances des matériaux de construction employés, on peut dire que les résultats expérimentaux sont tout de même cohérents avec les résultats théoriques :

Mesure	Expérimental	Théorique	Ecart relatif [%]
$\delta_{ru}$ [mm]	29,4	17,4	69
$\varepsilon_{inf}$ [‰]	10,4	13,3	22
$\varepsilon_{sup}$ [‰]	3,6	3,5	3
$y_E$ [mm]	178	174	2

Figure 21 : Mesures réalisées à l'état de ruine.

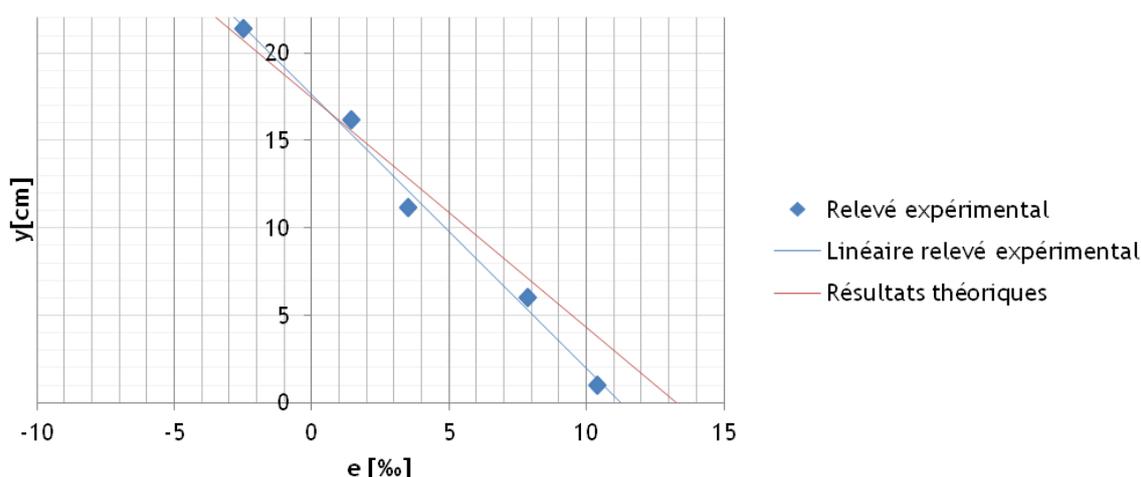


Figure 22 : Évolution des déformations dans la section à la ruine.

<sup>3</sup> Stephen Timoshenko (1878-1972) ingénieur et professeur d'université russe

Au niveau du point de rupture, les aciers comprimés ont flambé. La mesure à l'état de ruine met en évidence une rupture au niveau du béton en fibre supérieure, où la déformation est égale à  $\varepsilon_{cu} = 3,6 \text{ ‰}$ , ce qui est supérieur à la limite présente dans la norme de  $3,5 \text{ ‰}$ . En effet, lorsque le béton a rompu en compression, les aciers ont repris soudainement tous les efforts localisés sur la fibre supérieure, ils ont alors très rapidement flambés et le béton qui les enrobait étant multi-fissuré, il ne pouvait pas les retenir. Ce mode de rupture est intéressant, car il met en évidence une autre utilité des cadres. En effet, ceux-ci ne servent pas uniquement à reprendre les efforts tranchants, mais permettent également de limiter le flambement des aciers comprimés en diminuant leur longueur de flambement. Il semble donc ici que le béton est moins résistant en compression que prévu et que sans doute les essais matériaux ont fourni des résistances surdimensionnées.

L'axe neutre expérimental est situé environ 4 mm plus haut que le théorique, tandis que la déformation de la fibre inférieure est près de  $2,9 \text{ ‰}$  inférieure à la déformation théorique ce qui reste acceptable étant donné les incertitudes liées au dispositif de mesure.

## 5 - Conclusion

Les différentes phases menant à la rupture progressive d'une poutre en béton armé au cours du chargement ont été identifiées :

**Première phase** : Les matériaux travaillent dans le domaine élastique linéaire. De la traction se développe progressivement au niveau de la fibre inférieure, tandis que la fibre supérieure travaille en compression. Un effort tranchant va également se développer au niveau des appuis, qui sera repris par les aciers de couture (cadres). Tant que la contrainte de traction reste inférieure à la résistance en traction du béton, il n'y a pas de fissures. Toute l'inertie de béton participe à la rigidité flexionnelle de la poutre et à sa résistance. Si l'on décharge la poutre durant cette phase, le déplacement s'annule : elle revient alors à son état initial.

**Seconde phase** : La contrainte au niveau de la fibre inférieure devient supérieure à la résistance en traction du béton. Il y a apparition de fissures, en premier lieu à l'endroit où le moment est maximal (ici pour  $x$  compris entre  $L/3$  et  $2L/3$ ). Ces fissures se propagent. L'inertie de béton participant à la rigidité flexionnelle de la poutre diminue : la flèche augmente plus rapidement en fonction du chargement.

**Troisième phase** : Les contraintes de compression en fibre supérieure et celles de traction en fibre inférieure augmentent : sortie du domaine élastique et passage en domaine plastique d'un point de vue structural. Les déformations deviennent alors irréversibles (on observe une flèche résiduelle lors du déchargement). Les fissures continuent de se développer et se multiplient au niveau de la fibre inférieure dans la zone centrale (ici pour  $x$  compris entre  $L/3$  et  $2L/3$ ) en raison du moment fléchissant, et à mi-hauteur de la poutre en raison de l'effort tranchant au niveau des appuis (ici pour  $x$  compris entre  $0$  et  $L/3$  puis entre  $2L/3$  et  $L$ ). L'axe neutre se déplace du centre élastique vers la fibre comprimée, au fur et à mesure que la zone fissurée augmente.

**Quatrième phase** : La déformation en fibre supérieure devient trop importante ( $\varepsilon_{sup} > \varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ ). Le béton casse alors en compression, on atteint la rupture. Le reste de la section de béton cède alors rapidement. Les aciers comprimés en fibre supérieure reprenant la totalité de la contrainte de compression, flambent. La section de béton ne reprend plus aucun effort : point de ruine de la poutre. Seuls les aciers maintiennent le béton en place, et la flèche devient très importante (supérieure à 5 cm).

Trois points peuvent ressortir de cette étude :

- Le béton est un matériau très utilisé de par son faible coût mais en contrepartie ses caractéristiques thermo-chimio-hydro-mécaniques présentent de fortes variabilités. Ses propriétés dépendent en effet de nombreux paramètres (type de granulats, conditions de fabrication, temps de vibration, dosages, ...).
- Les hypothèses et coefficients appliqués lors d'un dimensionnement aux États Limites Ultimes sont très sécuritaires à la fois sur les chargements et la résistance des matériaux : un ouvrage dimensionné aux ELU présente par conséquent très peu de risques d'être mené à l'état de ruine au cours de son existence si son dimensionnement est correct et son exploitation adaptée.
- La fissuration réduit progressivement l'inertie de la poutre, ce qui conduit à augmenter l'amplitude de la flèche. Il est ainsi nécessaire de s'assurer que la fissuration reste acceptable compte tenu des spécificités du projet (type de revêtement, parements, environnement, ...). Réduire la fissuration est aussi nécessaire afin de protéger les aciers de divers risques d'attaques (corrosion, attaques chimiques, eau de mer, ...).

## Références :

[1]: Fabrication d'une poutre en béton armé, X. Jourdain, H. Horsin Molinaro, [http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources\\_pedagogiques/fabrication-dune-poutre-en-beton-arme](http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources_pedagogiques/fabrication-dune-poutre-en-beton-arme)

[2]: Essai destructifs sur éprouvettes en béton et acier d'armatures, X. Jourdain, H. Horsin Molinaro, [http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources\\_pedagogiques/essais-destructifs-sur-eprouvettes-en-beton-et-acier-darmature](http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources_pedagogiques/essais-destructifs-sur-eprouvettes-en-beton-et-acier-darmature)

[3]: Formulation d'un béton ordinaire, X. Jourdain, H. Horsin Molinaro, [http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources\\_pedagogiques/formulation-dun-beton-ordinaire](http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources_pedagogiques/formulation-dun-beton-ordinaire)

[4]: Etude théorique d'une poutre en flexion 4 points, C. Chambreuil, X. Jourdain, H. Horsin Molinaro, [https://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources\\_pedagogiques/etude-theorique-dune-poutre-en-flexion-4-points](https://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay/ressources_pedagogiques/etude-theorique-dune-poutre-en-flexion-4-points)

Ressource publiée sur Culture Sciences de l'Ingénieur : <http://eduscol.education.fr/sti/si-ens-paris-saclay>