Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 54 (1928)
Heft: 21

Artikel: Essais de déformation et détermination des efforts intérieurs probables
Autor: Paris, A.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-41898

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

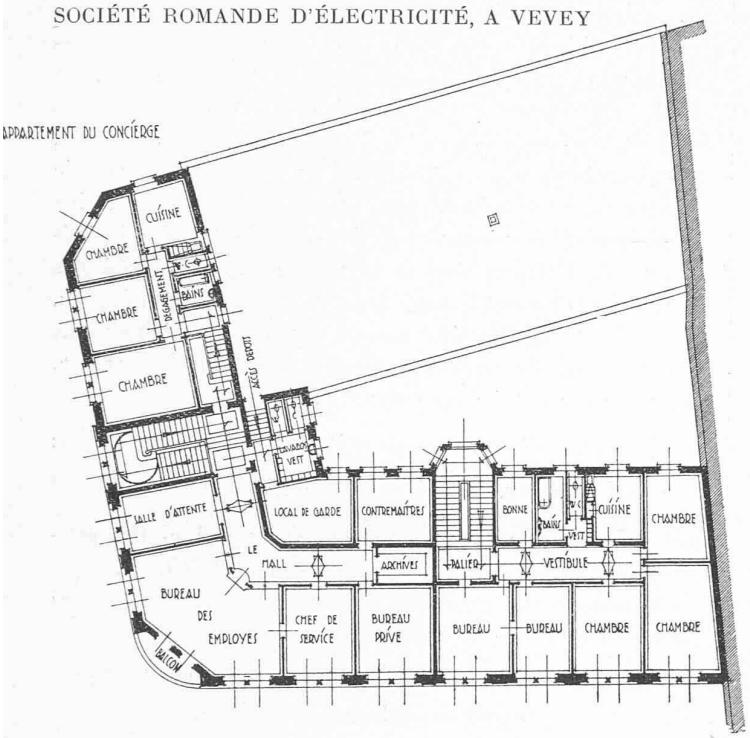
Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 08.07.2025

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

CONCOURS POUR L'IMMEUBLE DE LA SOCIÉTÉ ROMANDE D'ÉLECTRICITÉ, A VEVEY



PLAN DU PREMIER ETAGE — 1 : 400.

IVe prix : projet de M. *D. Ledermann.*

Le jury procède ensuite au classement des projets à primer et fixe la valeur des prix comme suit :

1er prix, Projet No 1, *Taulan*, valeur 3000 francs.
2me prix, Projet No 10, *Volta III*, valeur 2500 francs.
3me prix, Projet No 11, *La Promesse*, valeur 1400 francs.
4me prix, Projet No 8, *Volta II*, valeur 1100 francs.
Ensemble 8000 francs.

La Société Romande d'Electricité ayant mis à disposition du jury une somme de 1500 francs pour achat de projets non primés, celui-ci recommande l'acquisition des projets No 3 (Forme et couleur)[1]; No 9 (Post Tenebras Lux)[2] et No 13 (Deux partis)[3], ceci à raison de 500 francs par projet.

Il est procédé ensuite à l'ouverture des enveloppes des projets primés, lesquels contenaient les noms suivants :

1er prix, Projet «Taulan», M. *Charles Coigny*, arch., à Vevey.
2me prix, Projet «Volta III», M. *Louis Dumas*, arch., à Clarens.
3me prix, Projet « La Promesse », M. *S. H. Collombet*, arch., à Vevey.
4me prix, Projet « Volta II », M. *Daniel Ledermann*, arch., à Vevey.

Le jury n'a pas ouvert les enveloppes des projets dont il recommande l'achat, laissant à leurs auteurs le soin de se faire connaître s'ils sont d'accord avec la proposition d'achat.

Essais de déformation et détermination des efforts intérieurs probables[4],

par A. PARIS, ingénieur, professeur à l'Université de Lausanne.

La construction tient à *la nature* par de nombreuses attaches : elle lui emprunte ses matériaux, ou tout au moins leurs éléments ; elle s'appuie sur le sol naturel et subit l'effet des charges et des intempéries. Ses réactions seront donc celles des éléments naturels eux-mêmes : la *plasticité*, l'*élasticité* et la *dilatation*. Elles sont la base de ses efforts intérieurs, et leur mesure se trouve dans les déformations diverses que la construction subit durant son existence.

Deux facteurs essentiels conditionnent ces déformations : la *compacité* et la *limite d'élasticité*. Aussi longtemps qu'un matériau compact est sollicité par des efforts tenus en deça de sa limite d'élasticité, les *déformations* sont *élastiques* et s'annulent lors de la suppression de l'effort. Mais la compacité des matériaux, pierreux en particulier, n'est jamais parfaite ; elle permet toujours quelque tassement, qui se marque par une *déformation permanente*. De plus, entre ces deux types bien définis, se place l'effet de plasticité, la déformation rémanente qui s'annule à la longue. La pratique des essais de charge demande une étude attentive de ces *trois phénomènes superposés*, dont les diagrammes obtenus font foi dans les constructions de plus en plus hardies du bâtiment et du génie civil.

L'essai se caractérise ainsi par trois opérations successives :

1) mesure des déformations et des résistances d'éprouvettes-types des *matériaux utilisés ;*

2) *mesure des déformations* élémentaires et générales de la partie d'ouvrage envisagée ;

3) *analyse* des résultats de la seconde opération, complexe, par comparaison à ceux de la première, plus simple.

La mesure des résistances et déformations élémentaires, du premier type de recherches, se fait au laboratoire d'essai, avec des instruments stables et délicats, dont nous n'avons pas à nous occuper ici. Nous ne parlerons que des seconde et troisième périodes, qui supposent naturellement la préexistence de la première, à titre de base même des conclusions à tirer de leurs résultats.

Les *instruments de mesure*, ordinairement employés, sont de trois espèces :

a) les *extensomètres*, qui mesurent les déplacements relatifs de deux points voisins de l'ouvrage. Ils donnent la lecture immédiate du millième de millimètre, donc du cent-millième de la longueur habituelle de mesure de 100 mm. Ils permettent l'évaluation à un dixième de graduation, c'est-à-dire du millionième de la base susdite. On peut, dans ce cas, constater des variations de tension de

$$2\,150\,000 : 1\,000\,000 = 2{,}15 \text{ kg/cm}^2$$

dans l'acier (module d'élasticité de 2 150 t/cm²), et du dixième environ dans le béton comprimé.

b) les *fleximètres*, qui constatent les flèches verticales, horizontales ou obliques qu'un élément de construction prend relativement au plan de ses appuis. Les bons appareils donnent la lecture du centième de millimètre, et permettent l'évaluation du millième.

c) les *clinomètres*, niveaux réglables par vis micro-

[1] De M. *O. Schmid*, architecte à Veytaux.
[2] De M. *F. Kurz*, architecte à la Tour-de-Peilz.
[3] De M. *Schorp*, architecte à Montreux. *Réd.*
[4] Communication présentée à l'assemblée de la *Société hélvétique des sciences naturelles*, à Lausanne, en septembre 1928.

métrique, qui décèlent les inclinaisons prises par les surfaces, horizontales ou obliques, par rapport à la direction tenue avant le stade considéré de sollicitation. On demande une précision d'environ une seconde d'arc par unité de lecture au tambour de la vis micrométrique. C'est l'expression d'une pente d'environ un demi-centimètre par kilomètre.

Les *appareils de chantier*, dont la sensibilité n'est guère que du dixième et moins, et dont la précision laisse souvent beaucoup à désirer, ne sont pas utilisables dans l'auscultation des constructions ; leurs indications sont souvent contradictoires et inexactes.

Les extensomètres fournissent des *indications locales isolées*. Les fleximètres et les clinomètres conduisent, au contraire, à une image de la surface de déformation de l'objet ausculté, qu'on traduit de préférence en *surface topographique* à lignes de niveau concentriques. Cette représentation permet de pratiquer les sections transversales droites, qui serviront de base à l'analyse des tensions intérieures. Ces tensions seront comparées ensuite aux données des extensomètres.

Une auscultation soignée exige un *parc considérable* d'appareils : un essai récent a ainsi mobilisé 20 fleximètres et 7 clinomètres Stoppani, de Berne, mis à notre disposition par diverses autorités.

Les *observations* se font *par étapes* : une demi-douzaine de lectures au chargement, et la moitié au déchargement. On compte ainsi à double l'état sous charge totale, relevé au commencement et à la fin de la période de repos ; les deux valeurs ainsi obtenues sont rarement égales et souvent fort différentes l'une de l'autre, particulièrement dans les forts chargements de constructions médiocrement soignées ; quelques heures de repos suffisent à donner un accroissement de quelque 10 % dans certains cas, et même au delà. C'est alors l'indice d'une *forte plasticité*, résultat d'un manque de compacité du béton et d'adhérence de l'armature, dans les constructions en béton armé qui nous occupent particulièrement ici.

Les indications successives des appareils se groupent en *familles de diagrammes*, ceux-ci étant nettement apparentés pour des appareils de situations analogues. Cet apparentement est un indice de qualité de l'ouvrage, excluant la probabilité de faiblesses locales accentuées. Le *retour à zéro* se fait alors entre 5 et 10 % ; on admet encore 20 % après un repos de 24 heures. L'amplitude de battement des diagrammes aller et retour, en double chargement, va de 15 à 40 % environ.

La *distribution des appareils* demande une certaine expérience, pour livrer les indications voulues dans la région médiane, aux inflexions et sur les appuis. La base d'attache doit être inébranlable : les flèches horizontales des parois du réservoir du Calvaire [1] ont été mesurées par compression à partir d'un bâti métallique ad hoc ; le professeur Guidi a employé des renvois à poulie lors de ses essais de l'exposition de Turin. S'il y a fil métallique, sa longueur cause facilement des erreurs sous le vent et la dilatation thermique ; on place l'appareil aussi près que possible du point ausculté, pour réduire au minimum cette influence parasite, à éliminer au calcul. Le fil d'invar est rare et cher ; on s'en sert donc peu.

L'*utilisation simultanée des deux types d'appareils*, extensomètres d'un côté, fleximètres et clinomètres de l'autre, se recommande partout où elle est possible. Elle ne l'a pas été au réservoir du Calvaire où l'humidité pénétrante de l'atmosphère et le respect de l'intégrité des surfaces excluaient l'usage des extensomètres *Ockhuysen*. Ailleurs, la simultanéité nous a permis des vérifications intéressantes de tensions ; ainsi à une dalle de terrasse, les résultats ont été les suivants :

a) *Extensomètres :* Module d'élasticité du béton tendu :

$$E_{bt} = \text{env. } 0{,}4\, E_b \qquad E_b = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$$

au laboratoire ; E_{bt} admis à 80 000 kg/cm², chiffre contrôlé par la suite de l'analyse des lignes élastiques.

Mesures aux appareils 6,4 et 6,8 unités à la face tendue ; base 100 mm, faisant

$$\text{tension de traction } (6{,}4 \text{ ou } 6{,}8) \times 80\,000 \text{ kg/cm}^2 : 100\,000 = 5{,}12 \text{ et } 5{,}45 \text{ kg/cm}^2.$$

b) *Surface topographique de déformation ;* Moment de mesure 220 m.kg. Moment d'inertie béton tendu inclus

$$(E_{bt} = 0{,}4\ E_b) \qquad I = 15\,270 \text{ cm}^4$$

$$\text{tension de traction calculée } 5{,}05 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette vérification, particulièrement réussie, intéresse autant la valeur du module d'élasticité que la concordance de l'analyse mathématique avec la mesure directe par extensomètre.

L'*analyse des résultats de mesure* de déformation se fait sur la base de la surface élastique. L'équation générale de la *surface élastique* est

$$p = N\left(\frac{d^4f}{dx^4} + 2\frac{d^4f}{dx^2dy^2} + \frac{d^4f}{dy^4}\right) \quad \text{où } N = \frac{m^2}{m^2-1} \times E.I$$

où p représente la charge unitaire et m le facteur de gonflement de Poisson. Cette équation ne conduit pas à une solution intégrable dans les cas habituels de la construction : contours rectangulaires inégalement encastrés, charge p plus ou moins dissymétrique, profil résistant variable suivant le sens et la position. On s'en libère donc en faisant appel à la *ligne élastique*, maniable dans tous les cas, graphiquement du moins. Son *étude analytique* demande des simplifications telles que charge uniforme et raideur constante, ou du moins une loi mathématique ; on doit s'en libérer lors de l'auscultation d'un ouvrage déterminé.

L'équation différentielle classique de la ligne élastique est, en partant du moment fléchissant M,

$$M = E.I \times d^2f/dx^2$$

La courbe des flèches f résulte d'une section droite de la surface de déformation. On suppose le module d'élas-

[1] Voir la description des essais de ce réservoir dans les numéros 3 et suivants du *Bulletin technique*, année 1928.

ticité E constant, sa valeur étant fournie par les essais préliminaires au laboratoire. Le moment d'inertie I résulte de dessins, de sondages et de calculs, dans lesquels le rapport n des modules d'élasticité du fer au béton est donné comme constante du problème ; la valeur la plus probable, $n = 10$, conduit en général à de bons résultats dans l'épure.

Lorsque le tracé de dérivation ne se fait pas mécaniquement, et c'est habituel, le *tracé graphique* emploie la valeur

$$\Delta^2 f : \Delta x^2$$

dont la limite sera la seconde dérivée susdite. La *double dérivation graphique* est une opération délicate, qui demande des *vérifications*. Celles-ci se trouvent en cours d'opérations par la *continuité* même des lignes, condition essentielle d'exactitude. La solution finale doit alors satisfaire au *tracé de Mohr*, qui donne la ligne élastique en partant de la courbe de moments fléchissants combinée à celle de raideur locale, déjà employée du reste pour passer de la seconde dérivée à la ligne de moments fléchissants. Un tracé soigné restitue la ligne élastique primitive avec quelques pourcent d'erreur seulement, lorsque la distance polaire $E.I$ correspond aux conditions matérielles du problème.

Le *diagramme de raideur E.I* a donc une grande importance dans la fixation de la ligne de moments ; il ne trouve une vérification, souvent partielle seulement, que dans les lignes de charge, secondes dérivées des courbes de moments.

La *région tendue* des profils armés agit pendant le travail de déformation, car les fissures ne sont jamais que locales ; entre elles, le profil intact possède un moment d'inertie global. Ce moment tient donc compte des parties tendues immédiatement liées aux armatures par des étriers ; les parties plus déformables, telles que dalles solidarisées aux nervures, perdent alors leur sûre efficacité en traction.

Lorsque la *dalle* est *nervée*, le moment d'inertie, dans la direction principale de résistance, est tellement prépondérant que l'effet de plaque se réduit au seul effet de *répartition* : la forme de la courbe de moments est pratiquement connue d'avance par la seconde intégrale de la ligne de charge ; c'est, en cas de charge uniformément répartie et d'appuis libres, la parabole d'ordonnée médiane

$$\frac{pl^2}{8}$$

La vérification du module d'élasticité est alors facile dans les limites pratiques d'exactitude.

Les lignes de moments en sens transversal peuvent même alors s'annuler, indiquant l'absence de courbure en travers des nervures, sous une charge couvrant une aire suffisamment vaste.

Lorsque, au contraire, la charge ne couvre que peu de nervures parallèles, la *cuvette transversale* reporte une partie de la charge sur des nervures non immédiatement chargées : la part des nervures les plus chargées est alors à la charge totale dans le même rapport que l'ordonnée de la nervure considérée est à la somme des ordonnées de toutes les nervures égales, entraînées par la charge. C'est un quotient local du travail total de déformation. Les *nervures transversales* et surtout les *corps creux* agissent intensément comme agents de solidarisation transversale et, par conséquent, de raidissement de la construction complexe.

Le *cas* plus *général* de la *plaque* conduit à la conception du double système de lignes de moments entrecroisées ; on remarque alors, à l'analyse, l'effet bien connu de charge plus forte des parties plus raides, comme le sont les extrémités des fibres aux abords des appuis. Les fibres voisines de lignes parallèles d'appui se trouvent par conséquent fortement déchargées, conformément aux indications du théorème de Castigliano, du minimum de travail virtuel. L'étude des essais donne les lignes de déformation, distinctes de celles de tensions pures par l'effet facteur m de gonflement de Poisson ; elle conduit ainsi à une *vérification des méthodes* modernes d'analyse du régime intérieur de la plaque ; elle permet de constater jusqu'à quel point cette analyse répond aux indications de mesure de déformation ; il y a d'autant plus de satisfaction que la construction est mieux conditionnée aux *flexions*, *torsions* intérieures et *encastrements* sur appuis élastiques ou non.

La *bonne formation* des lignes élastiques ne peut correspondre qu'à des armatures couvrant bien les efforts de continuité. Les encastrements inattendus peuvent provoquer des défauts de couverture des tractions à la face supérieure, et par conséquent des fissures en avant des appuis ; l'ingénieur avisé les prévoit donc, sans en tenir compte pour soulager outre mesure la région médiane des portées.

L'essai par *auscultation* ouvre un *vaste champ d'étude* ; le calcul théorique est encore loin de refléter l'exacte et complète réalité. Les recherches de *Mesnager*, partant de l'équation de la surface élastique, ne peuvent aborder que des cas particuliers d'appui ; le treillis élastique de *Marcus* ouvre des horizons bien plus vastes, mais demande un travail numérique d'autant plus considérable ; l'équation de *Ritz*, très intéressante à bien des égards, conduit facilement à des contradictions quand les conditions de contour comportent des inégalités de raideur incompatibles avec ses suppositions préliminaires de lignes élastiques.

L'auscultation des parois du réservoir du Calvaire a permis le *contrôle* des conditions d'*encastrement* des panneaux, par continuité sur les panneaux voisins et par torsion sur les margelles supérieures. Les formules d'encastrement du professeur *Dr W. Ritter* ont pu être ainsi généralisées au phénomène de torsion ; on a constaté la valeur de la *formule classique de Saint-Venant*, appliquée au rectangle et, par simple cumul des résistances partielles, aux profils en forme de **T**. C'est une confirmation de la faiblesse relative à la torsion des pro-

fils élégis et complexes. Le module d'élasticité transversale s'est alors trouvé d'environ

$$G = 0{,}3\ E$$

E étant le module du béton comprimé.

L'*élasticité du sol rocheux* molassique s'est révélée avec évidence durant le remplissage des chambres ; les clinomètres, placés sur les bases d'encastrement des piliers, ont accusé un déversement dû à la grande charge de 6 mètres d'eau ; ce déversement s'est annulé en même temps que la dite sollicitation. Le contact entre roc et molasse était donc excellent, et suivait sans autre l'élasticité de la base d'appui.

Donc, d'une manière générale et en y comprenant les surfaces d'appui sur le sol, la construction monolithe se comporte comme un *système homogène*, dépourvu de solution de continuité, lorsque du moins la qualité des études et de l'exécution répond aux préceptes de la meilleure construction; elle est alors susceptible d'assurer un *degré uniforme de sécurité*, de toutes ses parties.

La sécurité s'entend ici au double point de vue de la *première fissuration* et des sollicitations théoriques de *rupture*. Ces deux notions ne restent quelque peu proportionnelles que dans les constructions soignées ; les matériaux pierreux possèdent en effet des degrés de résistance très inégaux en traction et en pression ; c'est le premier qui régit la fissuration ; et c'est le second, mis en parallèle avec la limite d'élasticité des armatures tendues inférieures et de continuité, qui définit l'écaillement du béton et la rupture de l'ouvrage armé. Il y a à ce point de vue une certaine *discordance* entre les bases du calcul de stabilité : l'intégrité de la construction en service, et celle de la sécurité finale de l'ouvrage : la *limite apparente*, atteinte souvent *successivement* dans les profils dont la déformation provoque des répercussions parfois inattendues sur les régions relativement résistantes de l'ouvrage. La solidarité intérieure de toutes les parties est un agent important de résistance des constructions monolithiques ; la raideur locale agit ainsi en proportionnant les sollicitations aux résistances possibles.

Le *maniement des appareils* de mesure demande naturellement une expérience d'autant plus grande qu'ils sont plus délicats. L'inertie des pièces mobiles, les frottements intérieurs, l'humidité et les variations de température sont autant d'éléments dont on doit surveiller les effets et éviter les inconvénients, si l'on veut obtenir des résultats satisfaisants. Il importe donc, autant que possible, de faire les *opérations deux fois* pour obtenir un contrôle, souvent précieux.

La question de l'*intensité* des *charges d'essai* est délicate aussi. On s'étonne de l'exigence d'une charge de 150 % sur une construction calculée à 100 % ; mais on oublie que l'étendue de la surface chargée joue un rôle si grand que, dans bien des cas d'apports exigus, la surcharge de 50 % n'a que juste suffi, et encore pas toujours, à compenser l'effet de la *répartition transversale*.

De même, les petites *flèches* inférieures au *millième* de la portée, ne sont pas toujours une garantie de qualité. Elles répondent seulement d'une grande raideur, qui a incontestablement son prix. Mais certains ouvrages, de qualité fort douteuse, n'ont donné que des flexions de quelques dix-millièmes, sans répondre à bien des égards aux conditions usuelles de sécurité.

Ce qu'il faut à une construction satisfaisante, en béton armé particulièrement, ce sont des *matériaux de belle qualité*, ouvrés avec *soin*, une *conception* raisonnée et avisée en tous points des efforts à vaincre. L'auscultation soignée en apportera la preuve évidente par l'allure des déformations, la cohérence des phénomènes élastiques et le calcul du module d'élasticité moyen.

DIVERS

Cours complémentaires économiques pour ingénieurs, organisés par l'Ecole Polytechnique Fédérale.

L'Ecole Polytechnique Fédérale, en tant que centre des études pour l'organisation et l'exploitation industrielle dans notre pays, estime de son devoir de contribuer au progrès de la rationalisation des entreprises en organisant régulièrement des cours complémentaires économiques, dont le premier aura lieu du 22 au 27 octobre courant.

La partie du programme consacrée aux méthodes d'exploitation industrielle traite les problèmes de l'utilisation de l'énergie électrique et thermique, de l'organisation des usines, du contrôle économique de la production, de la rationalisation des chemins de fer, et de la psychotechnique. Quant aux conférences relatives à l'économie privée et politique, prévues au programme, elles ont pour but de mettre les ingénieurs au courant des conditions économiques de leur travail technique, à savoir, d'une part les problèmes d'économie privée de l'entreprise, comme le budget commercial, la statistique de l'exploitation, les assurances, les fonctions et la formation des ingénieurs-vendeurs, les effets financiers, sociaux et autres des méthodes d'exploitation, d'autre part les principaux facteurs d'économie politique dont dépendent les entreprises, comme la politique des banques d'émission, le marché de l'argent et la politique commerciale de l'étranger.

Ce cours n'offrira donc pas seulement à chaque ingénieur la possibilité de développer ses aptitudes professionnelles et d'élargir ses vues économiques, mais il fournira aussi aux entreprises des suggestions utiles pour le développement de leurs exploitations. C'est pourquoi l'Ecole Polytechnique Fédérale demande aux entreprises industrielles et de transports suisse de soutenir ses efforts en déléguant à ce cours leurs ingénieurs et chefs d'exploitation, et d'établir ainsi un contact plus étroit entre la recherche scientifique et les besoins de la vie pratique.

Renseignements par le Rectorat de l'Ecole polytechnique Fédérale, à Zurich.

NÉCROLOGIE

Ernest Lambelet.

Un deuil aussi douloureux que tragique a frappé la Section des ingénieurs et des architectes de La Chaux-de-Fonds.

Le mercredi 2 mai, à six heures du soir, notre collègue, victime de la fatalité, succombait à la suite d'un terrible accident causant une profonde consternation au sein de la population tout entière, car E. Lambelet était une personnalité très en vue et estimée en notre ville.