

Etude de l'encastrement des planchers en béton armé

Autor(en): **Vautier, Alph.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **32 (1906)**

Heft 16

PDF erstellt am: **21.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-25583>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Bulletin technique de la Suisse romande

ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES. — Paraissant deux fois par mois.

Rédacteur en chef: M. P. HOFFET, professeur à l'École d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne.

Secrétaire de la Rédaction: M. F. GILLIARD, ingénieur.

SOMMAIRE: *Etude de l'encastrement des planchers en béton armé* (suite et fin), par M. Alph. Vautier, ingénieur. — *Quelques problèmes spéciaux tirés du domaine des turbo-machines hydrauliques* (suite), par M. R. Neeser, ingénieur, professeur à l'Université de Lausanne. — **Divers**: Concours pour un Hôtel de la Caisse d'épargne de Neuchâtel, à Chaux-de-Fonds. 1^{er} prix: Projet « Epargne ». Architecte: M. R. Convert, à Neuchâtel. Projet « Chardon ». Architectes: MM. L. Boillot et E. Lambelet, à Chaux-de-Fonds. Projet « Charrette ». Architectes: MM. G. Chable et Ed. Bovet, à Neuchâtel. Projet « Vert et fleuri ». Architectes: MM. Künzi et F. Huguenin, à Paris. — Etude d'un projet de bibliothèque cantonale et universitaire à construire à Fribourg. — Tunnel du Ricken. Etat mensuel des travaux: Juillet 1906. — *Sociétés*: Société fribourgeoise des ingénieurs et des architectes: Séance du 4 mai 1906. — *Concours*: Casino-Théâtre, à Fribourg. — *Bibliographie*. — Association amicale des anciens élèves de l'École d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne: Demandes d'emploi.

Etude de l'encastrement des planchers en béton armé.

Par M. ALPH. VAUTIER, ingénieur.

(Suite et fin)¹.

Second cas.

§ D. La verticale du centre de gravité du mur et de ses surcharges passe en dehors de la partie encadrée du plancher, ou bien la solive s'encastre dans une alvéole étroite.

La partie supérieure du mur se tient en équilibre stable sur sa partie inférieure sans exercer aucune pression sur l'encastrement; elle peut toutefois servir de point d'appui, de butée, entravant la flexion de la poutre.

Le moment d'encastrement disponible sera limité par la valeur du poids P' que peut opposer le mur sans danger

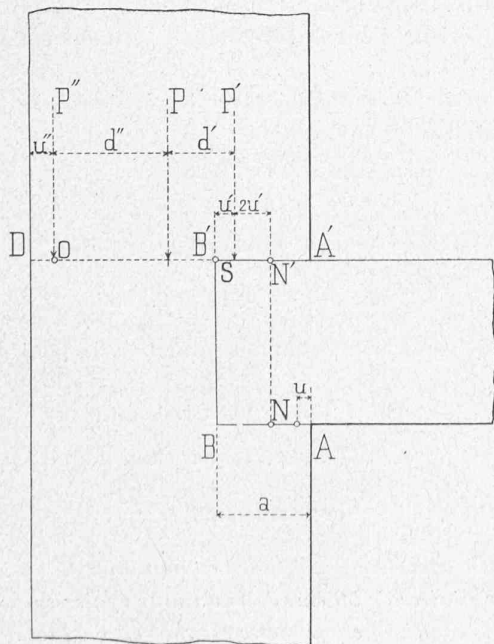


Fig. 4.

¹ Voir N° du 10 août 1906, page 169.

pour sa stabilité. Il est aussi limité par la réaction $R + T$ que peut fournir le plan de pose $A - B$ sans risque d'écrasement pour l'arête A .

1^{re} limite. — Au moment où la partie supérieure du mur viendrait à être soulevée par la force R agissant de bas en haut au point S , son poids porterait sur les points O et S .

Ces points doivent réaliser la condition que les arêtes D et B' ne subissent pas de compressions dépassant par unité de surface la limite σ admissible pour la maçonnerie. En désignant par P' P'' les parties du poids P appliquées en S et en O , on a les relations suivantes :

$$u'' = \frac{2}{3} \frac{P''}{\sigma_1 b'}, \quad u' = \frac{2}{3} \frac{P'}{\sigma_1 b'}$$

$$P' = P \frac{d''}{d' + d''}, \quad P'' = P \frac{d'}{d' + d''}$$

$$P' + P'' = P.$$

En donnant à u' et à u'' des valeurs très faibles, puis en les corrigeant successivement, on arrive assez vite à déterminer P' et P'' avec une approximation suffisante.

L'axe neutre de la partie $A'B'$ soumise à la force P' est à la distance $3u'$ du point B' et il passe par N' . C'est un point qui ne doit ni s'élever ni s'abaisser par la flexion de la poutre, tandis que B' s'élève un peu par compression des maçonneries et que A s'abaisse un peu pour le même motif.

Il en résulte que l'axe neutre doit passer par le point N verticalement en dessous du point N' .

Le centre des réactions de AB est donc au tiers de AN à partir de A et le moment d'encastrement compatible avec la stabilité du mur serait :

$$M = P' (a - u' - u).$$

Mais il faut que cette quantité u soit suffisante pour que l'arête A ne soit pas écrasée,

d'où :

$$u = \frac{2}{3} \frac{R + T}{\sigma^* b}.$$

R désigne la réaction ou butée exercée au point S qui est compatible avec la solidité de l'arête A .

Elle doit être inférieure à P' .

Pour cette seconde hypothèse :

$$u' = \frac{2}{3} \frac{R}{\sigma_1 b'}.$$

Le maximum de u doit aussi satisfaire à la relation :

$$u = \frac{a - 3u'}{3},$$

qui provient de la concordance des axes N et N' , d'où :

$$R = \frac{a - 3u'}{2} \sigma b - T = \frac{a \sigma b - 2T}{2 \left(1 + \frac{\sigma b}{\sigma_1 b'} \right)} \quad (9)$$

et :

$$M = R \left(a - u' - \frac{a - 3u'}{3} \right) = \frac{2}{3} R a. \quad (10)$$

Observations. — a) En pratique on aura soin de ne pas utiliser entièrement la butée P' qui exprime la stabilité limite du mur.

b) Les lettres σ_1 , b , b_1 , σ ont les mêmes significations que dans le § précédent.

c) Si u' ou u étaient plus grands que $\frac{a}{3}$ il faudrait renoncer à l'encastrement ou construire cette région de mur en libages résistants.

Encastrement total.

Pris dans son sens absolu, l'encastrement total ne se réalise jamais, parce que toutes les matières se déforment quand elles subissent un effort.

Les poutres en porte-à-faux jouissent cependant de l'encastrement total après avoir fait subir à l'appui une déformation permanente.

Encastrement partiel.

L'encastrement partiel suppose que le plan de pose et le mur lui-même se sont quelque peu déformés tout en conservant leur réaction élastique. Pour obtenir une solution rigoureusement exacte au point de vue de la théorie pure, il faudrait exprimer que le plan de pose et la ligne élastique de la poutre se déforment selon la même courbe dans la partie commune. Cela n'est pratiquement pas possible, parce que la déformation du plan de pose dépend de la hauteur du mur et est soumise à des lois plus inconnues encore que celles relatives au béton armé.

Les formules que nous avons établies ci-dessus donnent des limites extrêmes pour les moments d'encastrement, limites que l'on ne doit pas atteindre en pratique puisque nous n'avons pas pu tenir compte de tous les éléments du problème.

Il importe aussi de ne pas abuser de la résistance des murs au renversement et à la flexion et de tenir compte des efforts secondaires par un coefficient de sécurité élevé.

En conséquence, nous conseillons d'être prudent dans l'estimation du coefficient admissible σ^* qui entre dans nos formules. Il convient aussi de donner à la quantité a , qui mesure la pénétration dans le mur, une valeur moindre que celle indiquée sur les plans, afin que le lit de pose soit entièrement en bonne maçonnerie.

Quelques exemples préciseront notre manière de voir.

Applications.

1° Un plancher plein de 5 m. de portée est encastré de 20 cm. dans un parpaing de 0^m,30 d'épaisseur et de 4 m. de hauteur. Sa charge est de 0,500 tonnes par mètre carré.

Nous calculons pour une largeur $b = 1$ m. et nous attribuons à la maçonnerie du parpaing une résistance de 0,008 tonnes par centimètre carré.

$$T = 2,50 \times 0,5 = 1,25 \text{ tonnes.}$$

$$P = 0,30 \times 4 \times 2,3 = 2,76 \text{ tonnes.}$$

L'équation (4) donne :

$$u = \frac{2}{3} \frac{2,76 + 1,25}{0,008 \times 100} = 3,3 \text{ cm.}$$

Cette quantité étant inférieure à $\frac{a}{3}$, nous devons employer la formule (5) d'où :

$$M = 2,76 (5 + 10 - 3,3) = 32,29 \text{ cmt.}$$

Le moment fléchissant maximum de la travée sur appuis simples est :

$$M' = \frac{0,5 \times 5^2 \times 100}{8} = 156 \text{ cmt.,}$$

l'encastrement le réduirait à $156 - 32 = 124$ cm.

La formule usuelle :

$$M'' = \frac{0,5 \times 5^2 \times 100}{10} = 125 \text{ cmt.}$$

conviendrait bien dans ce cas.

2° Le même plancher n'est encastré que de 0^m,15 dans un mur de 0^m,50 d'épaisseur et de 4 m. de hauteur.

Nous avons à employer ici la marche des calculs décrite au § D.

$P = 4,60$ t. Par tâtonnements on trouve $P' = 3$ t., c'est la limite de la butée compatible avec l'équilibre du mur supérieur. Pour la bonne stabilité, nous compterons sur 2 t.

La limite R compatible avec la résistance du plan de pose est, d'après la formule 9 :

$$R = \frac{0,8 \times 15 - 2,50}{4} = 2,37 \text{ t.}$$

Nous devons donc ne tenir compte que de $P' = 2$ t. :

$$M = \frac{2}{3} 2 \times 15 = 20 \text{ cmt.}$$

Le moment fléchissant au milieu de la poutre serait ainsi :

$$M' = 156 - 20 = 136 \text{ cmt.,}$$

ce qui est notablement supérieur à celui donné par la formule usuelle $\frac{P l^2}{10}$ et correspond à $\frac{P l^2}{9,2}$.

3° Un sommier de section rectangulaire de 30 cm. de largeur pénètre de 50 cm. dans un mur épais ; sa portée est de 8 m. et la charge par mètre courant est de 2 tonnes.

Nous supposons qu'on a eu soin de faire porter le sommier sur une assise de libage en pierre capable de supporter 0,02 t.-cm².

Le poids du mur est entièrement supporté par trois parois de l'alvéole ; il sert de butée à l'extrémité de la poutre, qui tend à se relever par suite de la flexion.

Ces circonstances sont semblables à celles décrites au § D.

L'équation 9 détermine la butée maximum compatible avec la résistance des arêtes A et B' .

Si B' bute contre de la maçonnerie ordinaire :

$$R = \frac{50 \times 0,02 \times 30 - 2 \times 2 \times 4}{2 \left(1 + \frac{0,02}{0,008}\right)} = 2 \text{ t.},$$

d'où :

$$M = 66,7 \text{ cmt.}$$

Si l'on a eu soin de couvrir l'alvéole en pierre dure :

$$\frac{\sigma b}{\sigma_1 b'} = 1,$$

$$R = \frac{50 \times 0,02 \times 30 - 2 \times 2 \times 4}{4} = 3,5 \text{ t.},$$

d'où :

$$M = 116,7 \text{ cmt.}$$

Ce moment d'encastrement serait égal à $\frac{p l^2}{110}$, tandis que la formule usuelle est de $\frac{p l^2}{40}$. Celle-ci n'est donc pas applicable, même en prenant la précaution de construire le dessus et le dessous de l'alvéole en pierre dure.

Pour achever le calcul, il faudrait s'assurer que le mur est assez lourd pour fournir largement à la butée de 3,5 t. En raison de la liaison de la maçonnerie, ce résultat serait pleinement atteint par 4 ou 5 m. de hauteur de mur.

Pour obtenir un moment d'encastrement de $\frac{p l^2}{40}$ il faudrait, tout en construisant l'alvéole en pierre dure, donner au sommier une largeur de 83 cm., ce qui serait évidemment plus coûteux que de renoncer à l'encastrement. Il faudrait en outre que le poids du mur fournisse une butée de 9,6 t. et résistât au moment de flexion.

4° Planchers à nervures.

On construit par raison d'économie beaucoup de planchers formés d'une dalle en béton armé renforcée par des nervures espacées de 50 cm. et étroites de 5 à 10 cm.

La dalle et les nervures pénètrent dans le mur de la même quantité et les intervalles sont ordinairement remplis de maçonnerie.

Partout où le lit de pose est comprimé, la dalle transmet à ce remplissage une partie du poids du mur, tandis que dans le reste du lit de pose la dalle tend à se soulever et supporte seule le poids du mur, qui est ainsi reporté sur les nervures.

A cause de la liaison des maçonneries nous devons admettre que, dans le cas des §§ A et D, les nervures supportent entièrement P et P' , tandis que, dans le cas des §§ B et C, elles n'en supportent qu'une fraction, dont la détermination ne peut être qu'approximative et dépend surtout de la perfection du remplissage.

Reprenons notre premier exemple en supposant un plancher à nervures de 8 cm. de largeur espacées de 50 cm.

La formule 2, calculée en admettant que les nervures supportent environ les $\frac{2}{3}$ de P , soit 1,84 tonne par mètre, donne :

$$u = \frac{2}{3} \frac{1,84 + 1,25}{2 \times 8 \times 0,003} = 15 \text{ cm.}$$

Cette quantité étant plus grande que $\frac{20}{3}$, nous devons suivre la méthode du § C, avec :

$$b' = \frac{2}{3} 100 = 67 \text{ cm.},$$

$$P'' = 1,45 \text{ tonnes}, \quad u'' = 1,8 \text{ cm.},$$

$$P' = 1,84 - 1,45 = 0,39 \text{ t.}, \quad d = -2,2,$$

$$M = \frac{20^2 \times 16 \times 0,008 - (0,39 + 1,25)}{6} - 0,39 \times 2,2 - 2,1 = -0,65 \text{ cmt.}$$

Ce moment négatif indique que l'encastrement n'est pas possible.

On remarque que d étant négatif, il n'y aurait aucun avantage à augmenter le poids du mur, ce qui s'explique du reste facilement par le fait que le lit de pose de $20 \times 2 \times 8 = 320 \text{ cm}^2$ est déjà chargé de 9 kg. par cm^2 par le poids du mur et l'effort tranchant. Nous en concluons que les planchers à nervures ne permettent un encastrement qu'à la condition de les poser sur libages de pierres dures, ou bien de donner à la dalle toute la hauteur du plancher dans toute la région encastree et de raccorder ce massif avec les nervures jusqu'au point d'inflexion de la ligne élastique.

Les exemples que nous venons de traiter suffisent pour démontrer que l'encastrement dans les murs est soumis à des lois complexes et qu'on ne peut adopter aucune formule générale pour en apprécier l'importance.

Celles que nous avons établies ci-dessus permettront de déterminer le maximum du moment d'encastrement compatible avec la solidité du mur pour la plupart des cas qui se présentent dans la pratique.

Calcul des sections d'encastrement.

La partie comprise entre l'extrémité d'une poutre encastree et le point d'inflexion de la ligne élastique est soumise à des moments fléchissants qui tendent la partie supérieure de la poutre et compriment la partie inférieure. Toutes les fois que l'on voudra utiliser tout ou partie du moment d'encastrement il faudra calculer les efforts de tension et de compression et armer la poutre en conséquence, en tenant compte aussi de l'effort tranchant.

A supposer que l'on renonce au bénéfice de l'encastrement il faudra encore armer la poutre de manière à ce que les barres d'acier suffisent à elles seules pour supporter l'effort tranchant. On doit s'attendre en effet à la production de fissures dans le béton dans le voisinage du point d'encastrement.

Influence des charges transmises par les toitures et les planchers supérieurs.

Les toitures et planchers transmettent leur poids sur la partie des murs de faces voisines de l'intérieur du bâtiment,

il en résulte un déplacement de la verticale du centre de gravité du mur et une augmentation de charges. Le résultat est tantôt favorable tantôt défavorable à l'encastrement ; il est utile de tenir compte de ces facteurs.

Causes qui diminuent ou annulent l'encastrement dans les murs.

L'indétermination que nous avons signalée ci-dessus n'est pas la seule raison qui restreigne l'utilisation de l'encastrement. En voici d'autres qui n'ont pas besoin de démonstration.

1° Les sommiers, nervures ou dalles aboutissant à des parties du mur percées de baies ne sont évidemment pas encastrés.

2° Il suffit qu'une des extrémités soit dans ce cas pour que l'encastrement de l'autre n'ait qu'un effet minime.

3° Contrairement aux prescriptions relatives au calcul des ouvrages métalliques, l'usage s'est établi de soumettre les planchers en béton armé à des surcharges dépassant de 50 % celles prévues dans les calculs. Il en résulte que la charge d'épreuve pourrait produire, dans le lit de pose des planchers et des sommiers, des déformations permanentes qui anéantiraient les bons effets de l'encastrement pour les charges usuelles. Ceci engage à adopter pour le coefficient de compression des maçonneries un chiffre très modéré, afin de rester au bénéfice de l'élasticité.

4° Les tassements inégaux des murs d'appui, si fréquents dans la construction des bâtiments, ont une action fâcheuse sur les encastremets.

5° Nos calculs statiques supposent que la maçonnerie est bien liée et formée de matériaux de bonnes dimensions hourdis en mortier hydraulique.

Une maçonnerie en petits matériaux pourrait être arrachée par l'encastrement, ce qui anéantirait toute l'efficacité du scellement.

CHAPITRE II. — ENCASTREMENTS PAR ANCRAGE.

Il arrive parfois qu'une terrasse en béton armé est ancrée sur les murs qui la soutiennent.

Si ceux-ci sont assez massifs pour être considérés comme inébranlables, on pourra obtenir ainsi un encastrement presque complet.

Dans le cas où la terrasse est supportée par des piliers ou des murs de peu d'épaisseur, il est nécessaire de tenir compte de leur flexibilité.

Le procédé le plus correct est de considérer l'ensemble des appuis et de la dalle comme un arc encasté par son poids sur les fondations.

Si le poids est insuffisant, on supposera des rotules fictives.

Pour appliquer à ce système les lois de l'élasticité il faut ici substituer un arc homogène que nous supposerons entièrement en béton.

Pour cela, nous réduisons toutes les dimensions de la maçonnerie, normales au plan de flexion, dans le rapport des coefficients d'élasticité des deux matières. Selon des expériences peu nombreuses, le coefficient d'élasticité de

la bonne maçonnerie serait de 60 tonnes par centimètre carré. Celui de la maçonnerie de briques de 27 tcm².

On ne peut espérer dans ce genre de calculs qu'une approximation assez grossière, il conviendra donc de ménager un coefficient de sécurité élevé.

Il va sans dire qu'après avoir déterminé les réactions des appuis, on calcule les efforts dans les sections en restituant à la maçonnerie ses dimensions primitives.

CHAPITRE III. — ENCASTREMENTS PAR CONTINUITÉ.

Lorsqu'une poutre ou une dalle est supportée par des appuis intermédiaires qui la divisent en plusieurs travées, celles-ci s'encastrent mutuellement.

Bien que le béton armé ne soit pas homogène et que la partie tendue n'ait qu'une élasticité très limitée, on peut calculer les poutres continues en béton armé par les méthodes employées pour les matériaux élastiques tels que le fer et le bois.

Cela est surtout vrai pour les planchers de bâtiments d'habitation et pour ceux des magasins, où l'on peut considérer la surcharge comme uniformément répartie sur toutes les travées à la fois.

En général les poutres en béton armé n'ont pas un moment d'inertie constant sur toute leur longueur, ce qui entraînerait à des calculs ou épures fort longs et hors de proportion avec l'économie à réaliser. On se contente ordinairement des méthodes graphiques ou des tables employées pour le calcul des poutres continues métalliques à section constante.

Ce procédé n'a pas d'inconvénient si l'on a prévu des surcharges sans trop de parcimonie.

Les méthodes de calcul des poutres continues sont trop connues pour que nous nous y arrêtions ; nous croyons cependant utile d'attirer l'attention sur le fait que les moments fléchissants sur les appuis et sur les travées dépendent dans une large mesure de la proportion entre les portées des travées.

Ici encore les formules empiriques appliquées à des cas très différents de ceux qui les ont autorisées, peuvent amener, soit à un gaspillage de matière, soit à des imprudences.

Observons en passant que lorsqu'on a le choix dans la fixation des portées d'une poutre soutenue par quatre appuis, il est avantageux de donner à la travée médiane une portée moindre qu'aux travées extrêmes parce qu'alors les sections sur appuis exigent moins d'armatures spéciales.

Ceci est surtout vrai pour les poutres en T.

Cette loi est l'inverse de celle qui convient aux poutres à moments d'inertie constants.

CONCLUSIONS.

Nous tirons de l'étude que nous avons l'honneur de présenter aux lecteurs du *Bulletin* les conclusions suivantes :

1° Les conditions d'encastrement des planchers dans les murs ne peuvent être déterminées d'une manière rigoureuse, mais on peut fixer le moment maximum au delà

duquel la maçonnerie éprouverait des compressions anormales.

2° Ce moment maximum est très fréquemment inférieur au moment $\frac{pl^2}{40}$ que la routine des constructions en béton armé paraît avoir adopté dans notre pays.

3° L'encastrement par continuité ne peut être évalué dans tous les cas par la formule $\frac{pl^2}{10}$.

4° Toute section encadrée doit être armée de manière à supporter au moins le moment d'encastrement qu'on utilise dans le calcul des autres sections.

5° Qu'on utilise ou non l'encastrement, les armatures en métal doivent être calculées de manière à supporter seules l'effort tranchant dans les régions encadrées, et l'on doit s'assurer que la maçonnerie et le béton n'ont à supporter que des compressions admissibles.

Nous n'ignorons pas que de nombreuses constructions en béton armé ont été érigées sans qu'on eut égard aux conditions de stabilité développées ci-dessus. Leur immunité apparente s'explique par le fait que les coefficients de travail du béton, du métal et des maçonneries ont dépassé notablement ceux admis par les prescriptions des cahiers des charges sans atteindre ceux qui auraient produit la rupture.

D'autre part, il est fort possible que les effondrements de planchers que l'on a parfois signalés et qui ont nui aux progrès du béton armé, aient eu pour cause une évaluation par trop optimiste des effets de l'encastrement.

Il y a là, à notre avis, une petite réforme à accomplir dans la routine habituelle et nous pensons que, dans l'intérêt même de l'extension du béton armé, il est utile de se renseigner le mieux possible sur les conditions rationnelles de son emploi.

Lausanne, le 9 juillet 1906.

Quelques problèmes spéciaux tirés du domaine des turbo-machines hydrauliques.

Par M. R. NEESER, ingénieur, professeur à l'Université de Lausanne, avec la précieuse collaboration de M. R. SIEGMUND, ingénieur à Milwaukee, Amérique.

[Suite]¹.

C. Détermination de la « section normale » de sortie de la turbine.

Nous avons appelé « surface de sortie » de la turbine, la surface de rotation engendrée par la courbe abc (fig. 1, 3 et 4) tournant autour de l'axe $O_1 O_2$. Nous allons nous occuper de trouver maintenant la valeur de la « section normale de sortie » de la turbine, c'est-à-dire de la section de la veine liquide perpendiculaire à la vitesse relative de sortie.

¹ Voir N° du 25 juillet 1906, page 162.

Cette « section normale », qui trouve son application dans l'étude de certains problèmes, et que, pour cette raison, nous croyons utile de mentionner ici, se détermine très facilement dans le cas des turbines hélicoïdales (turbines axiales) comme suit.

Soit :

b_2 la largeur radiale de la roue mobile à la sortie,

β_2 l'angle de w_2 et de $-u_2$ (fig. 7),

t_2 le pas des aubes,

δ l'épaisseur des aubes,

z le nombre des aubes ;

la valeur de la section normale de sortie sera évidemment :

$$F_2 = z \cdot b_2 \cdot (t_2 \sin \beta_2 - \delta). \quad (15)$$

Mais, dès que l'on passe aux turbines hélico-centripètes (Francis), le problème se complique quelque peu. On arrive cependant à le résoudre avec une exactitude bien suffisante, en utilisant les mêmes hypothèses et simplifications que celles introduites dans les chapitres précédents.

Toutefois, comme les dimensions et l'orientation de cette section normale changent si l'on passe d'un point à un autre de l'arête ABC , on en est réduit à déterminer sa valeur F_2 sous la forme d'une somme :

$$F_2 = \Sigma (f_{2i}), \quad (16)$$

dans laquelle chacun des éléments f_{2i} désigne la section normale d'une des turbines partielles I, II, ..., et où le signe Σ s'étend naturellement à tous les points de l'arête de sortie. Ces éléments de surface f_{2i} ne sont en général pas répartis sur une surface continue, mais plutôt, vu leur orientation particulière et la forme de l'arête de sortie, échelonnés en arrière les uns des autres le long de l'arête ABC , à la façon des marches d'un escalier dont ABC serait une des génératrices latérales.

Le débit Q de la turbine s'exprimerait alors par l'équation :

$$Q = \Sigma (f_{2i} w_{2i}). \quad (17)$$

Or, la veine liquide de la turbine $n^\circ i$, c'est le volume d'eau compris entre les deux surfaces liquides $n^\circ i$ et $i+1$ et deux aubes consécutives quelconques de la roue motrice. (La veine liquide de la turbine $n^\circ VII$ par exemple (fig. 1), serait déterminée par les surfaces de rotation engendrées par les méridiennes 7—7 et 8—8, et par deux aubes consécutives).

Si l'on coupe cette veine liquide $n^\circ i$ au point I de ABC , par un plan perpendiculaire à la direction de la vitesse relative w_{2i} , on obtient sa section normale ; cette section aura, en général, la forme d'un quadrilatère à côtés curvilignes. Les côtés de ce quadrilatère sont des segments des intersections du plan normal à w_{2i} et des surfaces courbes (surfaces liquides et aubes) qui forment les parois de la veine considérée. Mais, si nous supposons les dimensions de la turbine $n^\circ i$, c'est-à-dire Δb_{2i} et a_{2i} , suffisamment petites, nous pourrions admettre sans grande erreur que la section normale f_{2i} est un quadrilatère à côtés rectilignes, le périmètre de ce quadrilatère étant formé, par exemple, par les cordes des côtés curvilignes du périmètre réel.