



This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

- + *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.
- + *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.
- + *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.
- + *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at <http://books.google.com/>



A propos de ce livre

Ceci est une copie numérique d'un ouvrage conservé depuis des générations dans les rayonnages d'une bibliothèque avant d'être numérisé avec précaution par Google dans le cadre d'un projet visant à permettre aux internautes de découvrir l'ensemble du patrimoine littéraire mondial en ligne.

Ce livre étant relativement ancien, il n'est plus protégé par la loi sur les droits d'auteur et appartient à présent au domaine public. L'expression "appartenir au domaine public" signifie que le livre en question n'a jamais été soumis aux droits d'auteur ou que ses droits légaux sont arrivés à expiration. Les conditions requises pour qu'un livre tombe dans le domaine public peuvent varier d'un pays à l'autre. Les livres libres de droit sont autant de liens avec le passé. Ils sont les témoins de la richesse de notre histoire, de notre patrimoine culturel et de la connaissance humaine et sont trop souvent difficilement accessibles au public.

Les notes de bas de page et autres annotations en marge du texte présentes dans le volume original sont reprises dans ce fichier, comme un souvenir du long chemin parcouru par l'ouvrage depuis la maison d'édition en passant par la bibliothèque pour finalement se retrouver entre vos mains.

Consignes d'utilisation

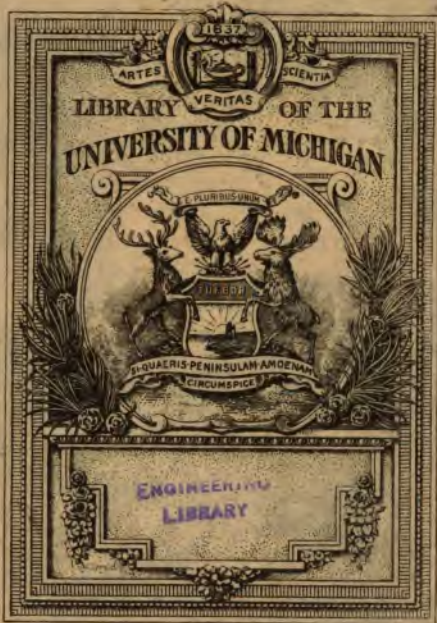
Google est fier de travailler en partenariat avec des bibliothèques à la numérisation des ouvrages appartenant au domaine public et de les rendre ainsi accessibles à tous. Ces livres sont en effet la propriété de tous et de toutes et nous sommes tout simplement les gardiens de ce patrimoine. Il s'agit toutefois d'un projet coûteux. Par conséquent et en vue de poursuivre la diffusion de ces ressources inépuisables, nous avons pris les dispositions nécessaires afin de prévenir les éventuels abus auxquels pourraient se livrer des sites marchands tiers, notamment en instaurant des contraintes techniques relatives aux requêtes automatisées.

Nous vous demandons également de:

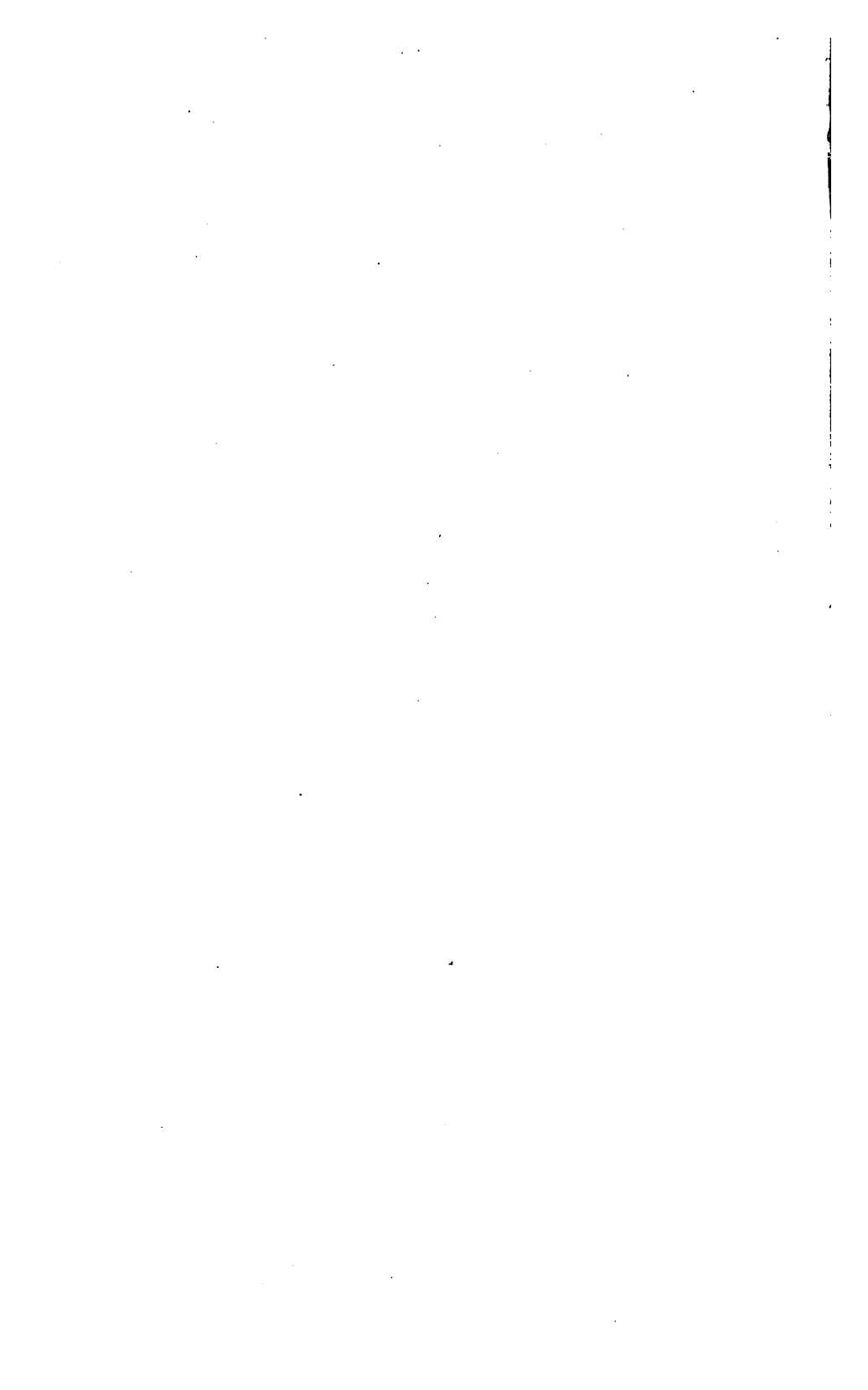
- + *Ne pas utiliser les fichiers à des fins commerciales* Nous avons conçu le programme Google Recherche de Livres à l'usage des particuliers. Nous vous demandons donc d'utiliser uniquement ces fichiers à des fins personnelles. Ils ne sauraient en effet être employés dans un quelconque but commercial.
- + *Ne pas procéder à des requêtes automatisées* N'envoyez aucune requête automatisée quelle qu'elle soit au système Google. Si vous effectuez des recherches concernant les logiciels de traduction, la reconnaissance optique de caractères ou tout autre domaine nécessitant de disposer d'importantes quantités de texte, n'hésitez pas à nous contacter. Nous encourageons pour la réalisation de ce type de travaux l'utilisation des ouvrages et documents appartenant au domaine public et serions heureux de vous être utile.
- + *Ne pas supprimer l'attribution* Le filigrane Google contenu dans chaque fichier est indispensable pour informer les internautes de notre projet et leur permettre d'accéder à davantage de documents par l'intermédiaire du Programme Google Recherche de Livres. Ne le supprimez en aucun cas.
- + *Rester dans la légalité* Quelle que soit l'utilisation que vous comptez faire des fichiers, n'oubliez pas qu'il est de votre responsabilité de veiller à respecter la loi. Si un ouvrage appartient au domaine public américain, n'en déduisez pas pour autant qu'il en va de même dans les autres pays. La durée légale des droits d'auteur d'un livre varie d'un pays à l'autre. Nous ne sommes donc pas en mesure de répertorier les ouvrages dont l'utilisation est autorisée et ceux dont elle ne l'est pas. Ne croyez pas que le simple fait d'afficher un livre sur Google Recherche de Livres signifie que celui-ci peut être utilisé de quelque façon que ce soit dans le monde entier. La condamnation à laquelle vous vous exposeriez en cas de violation des droits d'auteur peut être sévère.

À propos du service Google Recherche de Livres

En favorisant la recherche et l'accès à un nombre croissant de livres disponibles dans de nombreuses langues, dont le français, Google souhaite contribuer à promouvoir la diversité culturelle grâce à Google Recherche de Livres. En effet, le Programme Google Recherche de Livres permet aux internautes de découvrir le patrimoine littéraire mondial, tout en aidant les auteurs et les éditeurs à élargir leur public. Vous pouvez effectuer des recherches en ligne dans le texte intégral de cet ouvrage à l'adresse <http://books.google.com>







~~_____~~
~~_____~~

TA

2

AG

no. 41

pt. 1



ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSÉES.

5^e SÉRIE.
MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

TOME II.

1871



ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSÉES.

—
5^e SÉRIE.
MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

—
TOME II.

—
1874

ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSÉES.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS
RELATIFS
A L'ART DES CONSTRUCTIONS
ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR;
LOIS, DÉCRETS, ARRÊTÉS ET AUTRES ACTES
CONCERNANT
L'ADMINISTRATION DES PONTS ET CHAUSSÉES.

5^e SÉRIE.
MÉMOIRES ET DOCUMENTS.

1871
2^e SEMESTRE.

PARIS.

DUNOD, ÉDITEUR,
SUCCESSEUR DE V^o DALMONT,
Précédemment Carilian-Gœury et Victor Dalmont
LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES,
Quai des Augustins, n^o 49.



ANNALES
DES
PONTS ET CHAUSSÉES.

MÉMOIRES ET DOCUMENTS

RELATIFS

A L'ART DES CONSTRUCTIONS
ET AU SERVICE DE L'INGÉNIEUR.

N° 15

NOTICE NÉCROLOGIQUE

Sur M. MINARD, *inspecteur général des ponts et chaussées,
en retraite,*

Par M. V. CHEVALLIER, *inspecteur général des ponts et chaussées.*

Au milieu de nos désastres, que de vieillards n'ont pu résister aux angoisses du présent, aux menaces de l'avenir! C'est ainsi que paraît avoir succombé, après plusieurs jours de maladie seulement et dans la plénitude de ses facultés intellectuelles, un éminent ingénieur qui allait atteindre quatre-vingt-dix ans et que la mort semblait avoir oublié. Sédentaire à Paris depuis vingt deux ans, M. Minard, *Annales des P. et Ch.. 5^e sér., 1^{re} ann., 7^e et 8^e cah. MÉM. TOME II. 1*

153374

redoutant le bombardement qu'il prévoyait, était parti pour Bordeaux le 11 septembre 1870, et au bout de six semaines il était emporté par un accès de fièvre.

Dans le cours de sa longue carrière d'ingénieur, il avait eu la bonne fortune de prendre part à presque toutes des grandes questions de travaux publics qui ont signalé notre siècle; et pendant ses vingt années de retraite, toujours au courant des sciences techniques et économiques, il s'était appliqué à en vulgariser les résultats les plus saillants.

M. Charles-Joseph Minard était né à Dijon le 27 mars 1781; il assista donc aux derniers jours de l'ancien régime, et il en conservait un profond souvenir. Son père, greffier de la maréchaussée et receveur du collège de Dijon, chercha de bonne heure à développer en lui le goût des études pratiques. Il lui avait fait apprendre à quatre ans à lire et à écrire, et à six ans il le conduisait à un cours élémentaire d'anatomie professé par le docteur Chaussier et qui intéressait vivement l'enfant. Puis le jeune Minard fut envoyé au collège de Dijon, où, après avoir achevé de bonne heure sa quatrième, se sentant peu de penchant pour le latin et la littérature, il se livra avec ardeur à l'étude des sciences physiques et mathématiques et surtout de leurs applications; et il aimait à raconter comment à treize ans, dans son zèle tout patriotique, il avait voulu extraire le salpêtre de la terre de sa cave, et avec quelle émotion il avait aperçu les premiers filaments du sel cristallisé.

C'est au collège de Dijon qu'il contracta avec deux de ses condisciples, MM. Désormes et Clément, une amitié très-vive qui ne fit qu'augmenter avec le temps. Les trois jeunes élèves se livraient pendant les heures de loisir à des entretiens philosophiques sur les connaissances humaines, et M. Minard a dû certainement à cet enseignement mutuel du premier âge le plein développement de son esprit éminemment observateur et pratique.

A quinze ans et demi, il était reçu à l'école Polytechni-

que, création encore récente à laquelle avaient contribué plusieurs de ses compatriotes, et il y trouva des études qui étaient en rapport avec ses goûts, et des professeurs, entre autres Lagrange et Fourier, qui firent sur lui une profonde impression. Il en sortit pour aller à l'École des ponts et chaussées.

Cette école se ressentait encore de sa première organisation, où elle devait former des élèves qui ne savaient en y entrant qu'un peu de calcul et de dessin.

Le corps des conducteurs, aujourd'hui si fortement constitué, ne prêtait aux ingénieurs qu'un concours très-restreint; et les élèves, dans leurs missions annuelles, devaient presque exclusivement se familiariser avec les opérations de nivellement, les levés de plans et la pratique du calcul.

C'est ainsi que M. Minard dut d'abord coopérer aux nivellements relatifs au tracé du canal de Saint-Quentin.

Puis il commença les études du canal de Charleroi à Bruxelles; et pour jauger les ruisseaux qui devaient alimenter le canal, il entreprit des expériences, qu'il a publiées plus tard, sur l'écoulement de l'eau par des orifices à mince paroi.

Ses études intelligentes avaient été si bien appréciées, qu'il fut chargé, comme ingénieur ordinaire, sous les ordres de l'inspecteur général Gauthey, de terminer à Paris le projet complet du canal de Charleroi, projet que le conseil des ponts et chaussées approuva en 1804, mais qui ne fut exécuté qu'en 1827 par le gouvernement Belge avec très-peu de changements.

C'est pendant son séjour à Paris qu'il connut Montgolfier aîné, ami de Désormes et de Clément, quoique bien plus âgé qu'eux; tous quatre ils se réunissaient presque tous les dimanches, et M. Minard avait conservé une grande admiration pour l'esprit original et inventif de Montgolfier, pour sa conversation éminemment instructive, et pour son

habileté à calculer de tête et à donner à toutes les idées théoriques des formes pratiques.

Envoyé provisoirement à Angers en 1805 pour un service d'arrondissement, il fut désigné en novembre 1806 pour le port militaire de Rochefort, où des sujets variés d'études et d'applications allaient compléter son éducation technique.

Déjà un de ses anciens camarades de l'École polytechnique, Hubert, nommé plus tard correspondant de l'Institut, résidait à Rochefort comme officier du génie maritime. Hubert faisait de la science pratique. C'était aussi la tendance de M. Minard; et les mêmes goûts établirent entre eux de solides relations.

A peine arrivé, M. Minard, pressentant le rôle important que le fer allait jouer dans les grands travaux publics, voulut connaître à fond le travail de la forge, et il apprit dans les ateliers du port le métier de forgeron; et longtemps après, inspecteur de l'École des ponts et chaussées, il demandait qu'on fit au moins connaître pratiquement aux élèves les opérations que subit le fer, en exécutant sous leurs yeux les principales manipulations de fonte, de forge et d'ajustage.

M. Minard, dans le port de Rochefort, put donner libre carrière à son activité : il y construisit les portes busquées des nouvelles formes, le magasin aux huiles, l'atelier de sculpture, et le magasin aux bordages avec charpente en bois et fer; et chacune de ses études et de ses constructions portait le cachet de son esprit observateur et judicieux.

C'est pour le magasin aux bordages, en 1809, qu'il employa des forçats comme ouvriers avec autant de succès que d'économie, idée féconde qui plus tard à Toulon a reçu de M. Bernard les plus heureux développements.

Mais ses travaux étaient terminés, ses projets ajournés : et M. Minard sollicita de nouvelles occasions de déployer son activité.

En septembre 1810 il était envoyé, sous les ordres de l'ingénieur en chef Boitard, à Anvers d'abord, puis presque immédiatement à Flessingue. Dans ce dernier port, les Anglais venaient de détruire les bajoyers de l'écluse et les revêtements en bois du bassin à flot; et il s'agissait de réparer le bassin et de donner à l'écluse plus de largeur et de profondeur pour qu'elle pût livrer passage aux plus grands vaisseaux de l'époque.

Un batardeau isola les travaux de la mer, mais il fallait épuiser l'écluse et le bassin. Les vis d'Archimède, même avec les perfectionnements qu'elles ont reçus en Hollande, eussent été trop lentes, trop encombrantes et trop coûteuses. M. Minard songea à employer des pompes mues par une machine à vapeur. Une première application de ce système avait été faite dans l'empire français aux travaux de Cherbourg, la seconde allait se faire dans l'île lointaine de Walcheren, et elle réussit parfaitement grâce aux ingénieuses dispositions que sut prendre M. Minard.

Tout en reconstruisant les quais du bassin, il s'occupait activement des modifications délicates et hardies que l'écluse allait subir.

Le radier avait été primitivement formé, suivant la pratique hollandaise, de pilotis noyés sur 2 mètres d'épaisseur dans une maçonnerie de briques, et recouverts d'un grillage général avec deux planchers. Un plancher fut supprimé; une cunette fut réservée au milieu du haut radier pour laisser passer la quille d'un vaisseau de ligne, et les portes ne s'appuyèrent contre le busc que par une butée de 0^m.15; on gagna ainsi 1^m.19 de profondeur. Enfin les bajoyers reconstruits en retraite sur leur première position donnèrent à l'écluse 17^m.54 de largeur sur toute la hauteur, tandis que précédemment cette largeur était de 14^m.51 dans le bas, de 16^m.13 dans le haut.

L'écluse ainsi refaite fut livrée en 1812 à la navigation et remise en 1815 au gouvernement Hollandais; après deux

fortes réparations au radier, en 1834 et 1841, elle fonctionna jusqu'en 1847. Mais à cette dernière époque on s'aperçut que le radier se soulevait sous la pression de l'eau; les dragues à main employées à dévasser le plancher avaient arraché le maillitage et permis l'invasion des vers tarets. Le radier fut alors reconstruit en maçonnerie sous la forme bien connue d'une voûte renversée, mais avec une perte de plus de 0^m. 20 sur la profondeur primitive.

Toujours est-il que les travaux exécutés par M. Minard si habilement et si rapidement, dans des circonstances très-difficiles, ont largement contribué pendant trente cinq ans à agrandir le rôle du port militaire de Flessingue.

Ces travaux toutefois, M. Minard ne put les achever complètement; de violents accès de fièvre le forcèrent de quitter Flessingue; il y laissa le projet du grand magasin qui reçoit les agrès des vaisseaux désarmés.

Au commencement de 1813, après quelques mois de repos, il fut envoyé à Anvers, où il commença une forme destinée aux vaisseaux de guerre; en même temps il était promu à la 1^{re} classe de son grade.

La fondation de cette forme le mit en prise avec de graves difficultés, et il a raconté dans les Annales des ponts et chaussées comment, malgré une surveillance incessante, les fouilles furent un jour inopinément envahies par une grande irruption de sable et d'eau. Cependant les principales difficultés avaient été heureusement surmontées; et les maçonneries intérieures s'élevaient jusqu'à la deuxième banquette. Mais après 1815 le gouvernement des Pays-Bas, sans doute à l'instigation de l'Angleterre, combla tous les travaux, et c'est sur leur emplacement que s'élève un des bâtiments de l'entrepôt.

Enfermé dans la ville d'Anvers assiégée, M. Minard a toujours conservé une vive impression de quelques épisodes sanglants du bombardement, et ce sont ces souvenirs qui

l'ont fait quitter Paris l'an dernier à l'approche des Prussiens.

Quand Anvers fut évacué, M. Minard fut rendu au service des ponts et chaussées : et se trouvant sans destination, il employa ses loisirs forcés à faire, avec son ami Désormes, des expériences en grand sur la résistance à l'extension du bois, du fer, de la fonte, de l'acier, du cuivre rouge, du métal de canon, etc. Les principaux résultats en ont été consignés par Navier dans ses leçons sur la résistance des matériaux (2^e édition), et par Poncelet dans son introduction à la mécanique industrielle.

Comme aujourd'hui, la guerre avait détruit beaucoup de ponts : M. Minard fut chargé en janvier 1815 de rétablir les communications à Trilport; et sous les ordres de l'ingénieur en chef Eustache, il jeta lestement sur la Marne un pont provisoire en charpente, qui fut ensuite remplacé par un pont en maçonnerie.

Appelé au service municipal de Paris à la fin de 1815, il s'y appliqua avec zèle; il voulut notamment améliorer l'approvisionnement du pavage, et il dressa un projet complet de canal et de chemin de fer pour amener à Paris les pavés de la vallée de l'Yvette et les eaux de cette petite rivière. Ce remarquable projet, fruit de longues recherches et de sérieuses méditations, que M. Minard fit imprimer en 1826, avait été approuvé par le conseil des ponts et chaussées le 10 septembre 1822; mais les finances obérées de la ville ne permirent pas de le mettre à exécution.

C'est pendant ce séjour à Paris, en 1821, que dans un mémoire imprimé il réfuta une théorie publiée par un savant ingénieur en chef, lequel croyait avoir trouvé un moyen nouveau de diminuer la quantité d'eau que les bateaux dépensent au passage des écluses, et prétendait de plus que, par une certaine combinaison de la hauteur de leur chute avec le tirant des bateaux, on peut rendre cette dépense nulle et même faire remonter l'eau dans les biefs.

M. Minard, que les travaux attiraient et dont les excellents services avaient fixé l'attention de l'administration, fut envoyé en septembre 1822 à Chalons-sur-Saône, comme ingénieur en chef du canal du Centre.

Il venait d'épouser la deuxième fille de M. Désormes dont la fille aînée avait épousé M. Clément, et aux liens de l'amitié s'ajoutèrent les liens de la famille.

Au canal du Centre, il fit de nombreux et importants étanchements, divers aqueducs et 59 paires de portes d'écluses.

Le canal perdait beaucoup, surtout à Vertempierre ; il proposa, pour l'étancher, des maçonneries et des chapes en mortier hydraulique qui réussirent parfaitement et ont été imitées depuis dans plusieurs autres canaux. Les chapes surtout, recouvertes de terre, ont été généralement adoptées, parce qu'elles sont économiques et durables et qu'elles ne modifient pas le profil du canal.

Au milieu de ces délicates opérations un coup terrible vint le frapper ; un fils qui entraît dans sa deuxième année lui fut enlevé en quelques heures par une de ces maladies impitoyables qui déciment les enfants.

Grâce à la bienveillance paternelle de l'administration, qui voulut faire diversion à sa douleur, M. Minard fut envoyé sur le canal de Saint-Quentin où, comme au canal du Centre, des pertes considérables rendaient la navigation intermittente ; et les mêmes procédés eurent les mêmes succès.

Le canal de Saint-Quentin reçut entre ses mains d'autres améliorations importantes ; M. Minard y construisit de nombreux ouvrages d'art, et il acheva la rigole du Noirieux qui a un souterrain de 10 kilomètres, des voûtes sur 5 kilomètres, et qui dû être étanchée sur 2 kilomètres.

Tous les travaux de parachèvement furent exécutés pour le compte des concessionnaires du canal, MM. Honoré frères, qui s'étaient naturellement adressés pour terminer les travaux à l'ingénieur qui les avait si habilement commen-

cés : et l'administration, après avoir nommé M. Minard ingénieur en chef de première classe, l'avait autorisé en juin 1827 à prendre un congé.

Cette mission brillamment accomplie, il demanda à rentrer au service de l'Etat, et le 1^{er} novembre 1830 il était nommé inspecteur de l'école des ponts et chaussées dont Prony était depuis bien longtemps le directeur ; peu de temps après il recevait la croix de la Légion d'Honneur.

Les vieux cours, insuffisants, avaient été rajeunis par d'habiles professeurs, Brisson, Navier, Coriolis, Duleau, Dufrenoy, etc. ; et, en 1832, Duleau qui professait tous les cours de construction ayant été emporté par le choléra, Bernard fut chargé des routes et ponts et des travaux maritimes, et Minard de la navigation intérieure.

De plus, M. Minard, pour combler une lacune de l'enseignement, dut donner aux élèves des notions sur les chemins de fer.

Pour les canaux et les rivières, il avait recueilli, soit dans les leçons de ses prédécesseurs, soit dans les souvenirs de sa propre expérience, tous les éléments d'un cours très-intéressant et essentiellement pratique.

Pour les chemins de fer, il ne trouvait en France que des documents très-imparfaits, et les chemins en quelque sorte ébauchés de Saint-Étienne, de Roanne et quelques autres : il alla en Angleterre, à ses frais, rechercher les renseignements qui lui faisaient défaut. Il visita tous les chemins de fer qui étaient alors en activité ou en construction, non-seulement ceux qui depuis longtemps desservaient les houillères, mais surtout ceux qui venaient d'être livrés à la circulation des voyageurs et des marchandises, et particulièrement le chemin de Liverpool à Manchester où Robert Stephenson, dans un concours célèbre, avait si brillamment inauguré le règne de la locomotive.

De tous ces documents méthodiquement classés et analysés, il fit le sujet de leçons très-substantielles, où près

de vingt ans plus tard un de ses successeurs dans le professorat, M. Maniel, déclarait avoir trouvé un précieux canevas. Du reste ses leçons, d'abord autographiées pour ses élèves, furent imprimées, puis presque immédiatement traduites en allemand, après avoir eu en Belgique, au moment même de leur apparition, les honneurs de la contrefaçon.

Outre ce voyage en Angleterre, M. Minard en accomplit encore cinq autres, pareillement à ses frais, en France et à l'étranger, pendant les vacances successives de l'école, recueillant des documents non-seulement pour le cours de chemins de fer, mais encore pour le cours de navigation intérieure qu'il continuait de professer, et pour le cours de travaux maritimes qu'il professa plus tard.

Ces deux cours importants furent imprimés en 1841 et 1846 ; et, comme le cours de chemins de fer, ils parurent presque simultanément à Bruxelles en contrefaçon.

Si ce dernier écrit, qui date du vrai début des chemins de fer, ne peut être considéré que comme une ébauche, les deux autres au contraire exposent des principes nettement établis, ainsi que des exemples qui, pour être quelquefois peu nombreux, n'en sont pas moins parfaitement analysés et discutés ; et plus d'un chapitre conserve encore tout l'intérêt de l'actualité.

Mais les doubles fonctions de professeur et d'inspecteur de l'école devenaient trop lourdes pour M. Minard, et dès 1835 il demanda à abandonner les dernières et à se livrer exclusivement aux cours de navigation et de chemins de fer, qui exigeaient constamment de laborieuses recherches pour embrasser tous les faits nouveaux.

C'est qu'en 1836 que l'administration fit droit à sa demande, tout en lui donnant de plus le cours de travaux maritimes que Bernard avait été obligé d'abandonner.

En 1839, elle voulut utiliser plus complètement ses études approfondies et sa grande expérience ; et elle le

nomma inspecteur divisionnaire. Mais elle lui fit continuer ses leçons si bien appréciées ; et ce ne fut que sur ses inatantes demandes qu'il obtint enfin en 1842 de résigner ses fatigantes fonctions de professeur, qu'il avait exercées avec tant de succès pendant dix années.

Presque en même temps qu'il était nommé inspecteur, il recevait la croix d'officier de la Légion d'honneur.

Au Conseil général des ponts et chaussées une nouvelle carrière s'ouvrait devant lui.

C'était l'époque où il s'agissait de déterminer en France les grandes artères de chemins de fer. Limites des déclivités, limites des rayons des courbes, conditions techniques et commerciales des tracés, tout était à fixer.

Grâce aux perfectionnements successifs des locomotives, on a pu augmenter les limites supérieures des déclivités, diminuer les limites inférieures des rayons des courbes.

Mais les vraies conditions d'intérêt général qui doivent présider à un tracé sont restées les mêmes, et si elles ont été d'abord fortement controversées, on peut dire qu'elles se sont affirmées de plus en plus.

Dans deux mémoires très-remarquables publiés en 1842 et 1843, M. Minard montra combien il importait pour l'exploitation fructueuse des grandes lignes de songer moins aux stations extrêmes qu'aux populations intermédiaires.

Il posa en principe que les voyageurs des grandes distances ne suffiraient pas généralement à couvrir les dépenses, qu'il fallait songer surtout aux petites distances où les voyageurs bien plus nombreux sont finalement plus productifs ; et que par conséquent les tracés devaient tendre à desservir le mieux possible les localités intermédiaires, même au prix d'un certain allongement de parcours. Il appuya par tous les exemples connus alors la très-grande importance de ce qu'il appelle le parcours partiel ; en 1846, il arrivait aux mêmes conclusions en comparant la circulation internationale entre la Belgique et la Prusse avec la

circulation locale dans chaque pays ; et tous les fait subséquents n'ont fait que confirmer la justesse de ses appréciations.

Je l'ai entendu maintes fois regretter de n'avoir pas pu faire prévaloir son opinion dans certains tracés qui du reste n'avaient été adoptés qu'à une faible majorité ; et comme Dijonnais il se plaignait surtout que le chemin de fer de Bourgogne ne desservit pas mieux les riches vignobles de la Côte-d'Or.

Il fut chargé d'abord pendant deux ans et demi de la neuvième inspection qui comprenait la Haute-Garonne, cinq départements voisins, le canal du Midi et quelques ports de la Méditerranée.

M. Minard avait eu depuis sa plus tendre enfance une santé frêle et délicate, qui ne se soutint que par une vie sobre et régulière, et qui résista ainsi aux attaques du temps. En 1822 il avait eu un muscle lésé à la jambe droite, en 1826 une foulure à la même jambe ; ces accidents compliqués de rhumatismes de plus en plus intenses lui interdirent les longues marches, et les courses qu'il pouvait faire à pied ont été toujours en diminuant.

Les tournées lointaines du midi, surtout à cette époque, étaient trop fatigantes pour lui ; aussi malgré l'intérêt que lui présentaient certains travaux de la neuvième inspection, il accepta avec empressement en mai 1841, la quinzième inspection, bien moins éloignée de Paris, d'un parcours moins pénible, et qui comprenait cinq départements seulement, la Loire de Roanne à Orléans, l'Allier et les canaux du Berri, du Nivernais et du Centre : toutefois, en 1844 et 1845, il obtint en raison de sa santé plus délabrée d'être dispensé de faire ses tournées. Mais si les forces corporelles lui faisaient défaut, les facultés intellectuelles, développées et mûries par l'âge, conservaient toute leur vigueur ; et en 1846, le ministre des travaux publics, M. Dumon, et le sous-secrétaire d'État, M. Legrand, qui

avaient pu apprécier M. Minard, proposèrent au roi Louis-Philippe de porter de six à sept le nombre des inspecteurs généraux, formant la partie permanente du conseil des ponts et chaussées, et de prendre pour nouveau membre un ingénieur versé à la fois dans les deux grandes questions du jour (les ports maritimes et les chemins de fer), déclarant que le choix devait alors se porter naturellement sur M. Minard.

Les termes du rapport au roi sont trop flatteurs pour ne pas être cités textuellement.

« M. Minard, était-il dit, est sans contestation le membre « du conseil qui a le plus approfondi, soit comme ingénieur, soit comme professeur à l'École des ponts et « chaussées, la théorie et la pratique des travaux à la « mer. Aucun membre ne s'est occupé avec plus d'intérêt « des problèmes des chemins de fer au point de vue de « l'économie politique. Ses écrits sur ces deux branches « de connaissances jouissent d'une réputation méritée. »

C'est dans ces conditions si honorables que M. Minard devint membre permanent du conseil des ponts et chaussées où, comme inspecteur divisionnaire, il ne siégeait qu'une partie de chaque année; et il allait dorénavant prendre part à la discussion de toutes les questions importantes.

De vastes projets étaient déjà passés sous ses yeux, d'autres allaient encore occuper les délibérations du conseil.

C'est ainsi que comme membre temporaire ou permanent il a eu à examiner et à discuter tous les grands tracés de chemins de fer, tous les projets de nos principaux ports de l'Océan et de la Méditerranée, et toutes les améliorations proposées pour nos rivières maritimes; et à toutes ces questions si graves, il fournit le tribut de son expérience et de ses lumières.

Dans la plupart des grandes discussions techniques,

M. Minard avait vu combien il importait pour une bonne solution de faire intervenir les saines notions de l'économie politique. En 1831, pendant son passage à l'École des ponts et chaussées, il avait proposé la création d'une chaire pour l'enseignement de cette science, et il s'était demandé alors comment celui qui serait chargé de ce cours devrait en faire l'application aux travaux publics. Depuis longtemps il avait médité et discuté ces matières, il avait lu les principaux économistes, et en 1831 il rédigea les notions qui lui semblaient indispensables aux ingénieurs. Il soumit alors son mémoire au célèbre Jean-Baptiste Say, qui lui écrivit une lettre flatteuse : mais il ne le publia pas, se bornant à faire à l'occasion l'application de ses idées. Enfin en 1850, de plus en plus pénétré des principes qui le guidaient, il se décida à faire insérer dans les *Annales des ponts et chaussées* ses notions élémentaires d'économie politique appliquée aux travaux publics ; et ce mémoire à la fois concis et substantiel lui valut de nombreuses félicitations.

Si l'on songe aux travaux difficiles exécutés par M. Minard dans les ports militaires et sur les canaux, aux services importants qu'il a rendus comme professeur et comme membre du conseil des ponts et chaussées, son avancement paraîtra peut-être un peu lent pour l'époque où il vivait. C'est que M. Minard ne savait pas se faire valoir, et c'est seulement vers la fin de sa carrière, quand de nombreux et brillants services réclamaient hautement pour lui, que de justes récompenses sont venues l'atteindre. Je viens de dire comment en 1846 une nouvelle place d'inspecteur général avait été créée pour lui ; et en 1849 il recevait dans la Légion d'honneur le cordon de commandeur.

Mais un décret de 1848 avait fixé à soixante-dix ans, pour les inspecteurs généraux, la limite de leur carrière active, et le 27 mars 1851, M. Minard, pendant qu'il dînait en famille, reçut sans émotion le décret qui le mettait à la retraite à dater du même jour.

Seulement il fut maintenu comme membre de la commission des *Annales des ponts et chaussées*, commission dont il faisait partie depuis la fondation de ce recueil en 1831.

Ceux qui le connaissaient et savaient l'apprécier, regrettèrent certainement son départ au moment où, dans toute la maturité de son expérience et de son jugement, il pouvait encore apporter à la discussion des affaires importantes un concours si actif et si éclairé. Ses collègues se rappelaient que trois jours avant sa retraite, il combattait, avec une lucidité parfaite et une grande autorité, le prolongement immédiat des digues de la basse Seine en aval de Quillebeuf.

La règle de la limite d'âge, aveugle et impitoyable comme la mort, venait de retrancher brusquement du corps des ponts et chaussées un de ses membres les plus éminents.

Cependant pour M. Minard la retraite, bien loin de ressembler à la mort, fut comme une seconde existence, et cette dernière période de sa vie n'a pas été la moins remplie.

Heureux de sa liberté, il allait pouvoir désormais se livrer exclusivement à certaines études projetées ou commencées depuis longtemps, et toujours interrompues ou contrariées par les devoirs de son service.

Une fois cependant, cédant à des amis qu'il avait à l'Académie des sciences, il abandonna sa vie si tranquille et si bien occupée pour aller solliciter de nouveau le titre d'académicien libre ; car déjà en 1850 il avait échoué, et quoique porté le premier sur la liste de présentation, il n'avait eu que douze voix.

En 1852, il se présenta encore et subit un nouvel échec. Il renonça alors à toute autre tentative, regrettant les fatigues de ses démarches, mais satisfait d'avoir vu de près les savants de notre époque ; et dorénavant il ne quitta plus sa vie indépendante et les études de son choix.

Toutefois, il ne se contenta pas de jouir en avaré des connaissances variées qu'il avait acquises et qu'il augmentait encore.

Avant sa retraite, il avait publié ses traités de construction, ses mémoires si remarquables sur le parcours partiel et quelques notices techniques insérées dans nos *Annales*. Après sa retraite, il a fait paraître une longue série de recherches aussi intéressantes que variées, que la mort seule a interrompues.

Parmi ses études de prédilection, je citerai surtout ses cartes figuratives et ses tableaux graphiques, dont il a vulgarisé l'emploi, et auxquels il attachait une importance bien méritée; car aux colonnes arides et compliquées des résultats statistiques, dont l'analyse et la discussion exigent toujours une grande tension d'esprit, il a substitué des images mathématiquement proportionnées, que le premier coup d'œil embrasse et saisit sans fatigue, et qui manifestent immédiatement des conséquences naturelles ou des rapprochements inattendus.

Pleinement convaincu de l'utilité de ces applications, il en a revendiqué avec une certaine fierté la conception originale dans deux brochures, l'une de 1865 sur les tableaux graphiques et les cartes figuratives, l'autre de 1869 sur la statistique.

Depuis son premier tableau graphique de 1844 et sa première carte figurative de 1845, que de sujets variés il a traités ainsi !

Circulation des voyageurs sur les routes et les chemins de fer. — Circulation des marchandises en général, et en particulier des houilles, des céréales et des vins sur les voies d'eau et de fer. — Tonnages des ports de mer de France, d'Europe et du globe. — Consommation des viandes de boucherie à Paris. — Marchandises passant en transit par la France. — Importation du coton brut en Europe, avant, pendant et après la guerre de la sécession aux Etats-Unis, etc.

Il y a une dizaine d'années, on pouvait voir à l'exposition de peinture le portrait en pied du ministre des travaux publics dans son cabinet, et près de lui étaient représentées les cartes figuratives de M. Minard relatives au commerce de la France.

Grâce en effet aux divers ministres des travaux publics, ainsi qu'à M. de Franqueville, directeur général des ponts et chaussées et des chemins de fer, M. Minard a toujours reçu de l'administration de puissants encouragements pour ses cartes éminemment utiles.

Il a su encore appliquer ce mode de représentation graphique à des questions entièrement différentes, qui se présentent alors sous un point de vue tout original, par exemple :

Recherche du meilleur emplacement pour l'administration centrale des postes à Paris. — Densité des populations dans les diverses provinces d'Espagne (chaque province est couverte de hachures parallèles dont l'espacement est proportionnel à la population). — Diffusion des langues primitives dans l'ancien monde, d'après M. Alfred Maury. — Comparaison de deux campagnes, l'une de Charlemagne en 791, l'autre de Napoléon I^{er} en 1805, d'après M. Amédée Thierry.

Enfin, dans une de ses dernières cartes, à la fin de 1869, comme par un pressentiment des épouvantables catastrophes qui allaient bouleverser la France, il faisait ressortir les pertes d'hommes qu'avaient causées deux grands capitaines, Annibal et Napoléon I^{er}, l'un dans son expédition à travers l'Espagne, la Gaule et l'Italie, l'autre dans la fatale campagne de Russie. Les armées dans leur marche sont représentées comme des courants qui, larges d'abord, vont successivement en s'amincissant. L'armée d'Annibal se réduit ainsi de 96 000 hommes à 2 6 000, et notre grande armée de 422 000 combattants à 10 000 seulement. L'aspect en est saisissant; et, surtout aujourd'hui, il inspire

d'amères réflexions sur ce que coûtent à l'humanité les folies des conquérants et la soif impitoyable de la gloire militaire.

Quelques cartes ont été accompagnées de textes explicatifs séparés : telles sont ses cartes, 1° du mouvement des céréales en 1855 et 1857, 2° de la production de la houille en Europe et de l'exportation de la houille anglaise; 3° de la circulation des voyageurs sur les chemins de fer d'Europe.

De même, en août 1867, il discutait dans une brochure les tableaux graphiques où il a représenté les résultats principaux du libre échange entre la France et l'Angleterre, et, libre échangiste, il a été heureux de faire ressortir les avantages recueillis par les deux pays.

M. Minard a encore cherché dans des mémoires spéciaux à approfondir plusieurs questions techniques dont il sentait toute l'importance.

La décomposition de certains mortiers hydrauliques par l'eau de mer a fait l'objet de plusieurs articles publiés séparément ou dans les *Annales des ponts et chaussées*. M. Minard combat les essais de laboratoire proposés par Vicat, en insistant sur l'impossibilité de condenser l'action du temps et de réunir dans une cuve toutes les circonstances naturelles ; il ne reconnaît pour sanctionner de nouveaux produits que de longues expériences en mer libre, et c'est encore aujourd'hui la seule voie certaine.

En 1856, deux notes de la chronique des *Annales* appelaient l'attention des ingénieurs sur les affouillements qui s'étaient produits dans les crues récentes en amont des ponts et qui en avaient entraîné la ruine. M. Minard, dans un mémoire publié à la même époque, rappela qu'il avait signalé ce fait en 1841 dans son *Cours de navigation intérieure*; il cita, comme ayant nettement professé la même doctrine avant lui, Smeaton en 1778, Mercadier en 1788. Puis, par de nombreux exemples que confirment les faits nouveaux,

il prouve que la chute prochaine et immédiate des ponts dans les crues est due aux affouillements qui se produisent alors en amont des piles et quelquefois des culées.

La baie de Seine a été aussi le sujet de plusieurs mémoires. Il examinait en février 1856 l'avenir nautique du Havre, et en avril 1859 l'influence que pourrait avoir sur ce port l'endiguement de la Seine jusqu'à Honfleur. Enfin, en novembre 1864, en traitant la question des embouchures des rivières navigables, il joignait à de nouvelles études sur la Seine l'histoire des travaux faits aux embouchures du Rhône et de l'Adour.

En décembre 1869, il publiait ses recherches sur les grandes constructions de quelques anciens peuples, recherches où il a développé autant de patience que d'érudition. Après avoir décrit ces grands ouvrages au point de vue technique, il les considère au point de vue philosophique, ne voyant dans les pyramides de l'Égypte et du Mexique, ou dans les immenses murs de Babylone, que l'orgueil fastueux et l'égoïsme inhumain de leurs fondateurs, mais admirant les longues routes construites au Pérou sous l'administration paternelle des Incas, et surtout, en raison de son utilité publique, la gigantesque muraille de la Chine qui a si longtemps protégé ce vaste empire contre l'invasion des Tartares.

Enfin il laisse deux mémoires auxquels il mettait la dernière main.

L'un, relatif aux études actuelles de la jeunesse, contient des idées de réforme que nos derniers malheurs justifient pleinement.

L'autre expose l'histoire très-intéressante et très-instructive du canal de Saint-Quentin, où il a fait ses premiers et ses derniers travaux.

Pendant sa retraite, mettant à profit la souplesse de son esprit et l'étendue de ses connaissances, il a su charmer par des occupations variées les loisirs qu'il se donnait.

Tant que ses forces le lui permirent, il alla exploiter les richesses de nos bibliothèques, et il suivit avec autant d'assiduité que d'intérêt certains cours publics, notamment ceux de paléontologie et de physiologie.

Il lisait ardemment ou se faisait lire les publications les plus importantes relatives à notre histoire contemporaine, annotant certains passages pour les rectifier ou les modifier; car depuis la première république il s'était successivement trouvé en relations avec plusieurs personnages importants, et sa puissante mémoire lui rappelait une foule d'anecdotes intéressantes qu'il racontait avec autant d'esprit que d'à-propos.

Ce n'est pas tout : tantôt il écrivait les souvenirs de sa jeunesse, tantôt il s'occupait de métaphysique et de philosophie; tantôt enfin il rédigeait ses idées sur la musique et les musiciens de son temps, se consolant ainsi, lui qui avait toujours cultivé la musique avec passion, d'être forcé par les infirmités de l'âge de renoncer à cette jouissance.

M. Minard écrivait sans prétention, ne songeant qu'à réunir la concision et la clarté, et se souciant peu de quelques négligences de style pourvu que sa pensée fût nettement exprimée.

Comme professeur, il avait les mêmes qualités et savait s'emparer de l'attention de ses auditeurs. Les élèves qu'il a formés pendant ses dix années de professorat se rappellent certainement ses leçons excellentes et substantielles et ses efforts incessants pour maintenir ses cours au niveau de la science.

M. Minard, d'un sens très-droit, d'une ténacité insurmontable pour toute opinion qui lui paraissait juste, n'a jamais transigé avec ses convictions, ne cherchant dans les discussions importantes, notamment pour les tracés de nos grandes lignes de fer, que ce qu'il croyait être l'intérêt général, sans se préoccuper de froisser quelques intérêts particuliers.

Si cette rigidité de principes et cette inflexibilité de caractère ont excité contre lui quelques animosités dont il n'a pu que s'honorer, il a su, par ses solides qualités, se faire et se conserver de vrais amis ; plusieurs dataient de son enfance et de sa jeunesse, et il a eu la douleur de les voir successivement disparaître.

Dans ses dernières années, les infirmités corporelles augmentaient ; il se déplaçait de plus en plus difficilement, mais il travaillait toujours avec la même ardeur. Il recevait volontiers ceux qui venaient le voir, et il les retenait par le charme de sa conversation. Sa mémoire étonnante, son intelligence toujours aussi vive, ses habitudes régulières, sa vie sobre, les soins dont sa famille l'entourait, tout éloignait l'idée d'une fin prochaine. Mais devant les progrès de l'armée prussienne son imagination s'exalta ; et après quelques hésitations il se décida subitement, le dimanche 11 septembre 1870, à quitter Paris, ses livres, ses papiers, ses riches- ses intellectuelles et le cabinet de travail qu'il occupait depuis vingt-cinq ans. S'appuyant sur des béquilles, au milieu de cette foule de femmes, d'enfants et de vieillards qui fuyaient comme lui, il partit pour Bordeaux avec une partie de sa famille, n'emportant qu'un léger bagage et quelques études commencées. Il supporta très-bien les fatigues d'un voyage de nuit, et à peine installé à Bordeaux, sans autres ressources que sa mémoire, il se remit au travail ; mais six semaines après son arrivée, aussi fortement effrayé du présent que de l'avenir, il était pris pendant trois jours d'une fièvre irrésistible, et le 24 octobre il rendait l'âme, plein de reconnaissance envers Dieu, suivant ses expressions, pour la portion de bonheur qui lui, avait été départie sur cette terre.

Sa compagne dévouée, un de ses gendres et sa plus jeune fille ont eu la triste consolation d'adoucir l'amertume de ses derniers moments. Son autre fille et son autre gendre (l'auteur de cette notice), enfermés dans Paris pendant le

siège, n'ont connu qu'après l'armistice la perte cruelle qu'ils avaient faite trois mois avant.

N'ayant pu rendre à M. Minard les derniers devoirs, j'ai voulu du moins être l'historien fidèle et impartial d'une vie si exemplaire et si bien remplie. Puissé-je avoir fait pleinement connaître l'homme droit et juste qui laisse des regrets ineffaçables à sa famille et à ses amis, le savant infatigable qui a consacré sa longue existence à se rendre utile, et l'ingénieur éminent qui a contribué à illustrer le corps des ponts et chaussées !

N° 16

DEUXIÈME NOTE

Sur le jaugeage des eaux courantes au moyen des déversoirs.

Par M. MICHAL, inspecteur général des ponts et chaussées.

EXPOSÉ.

Dans un article qui a été inséré au numéro des *Annales des ponts et chaussées* de novembre 1870, concernant le jaugeage des eaux courantes au moyen des déversoirs, nous avons accompagné l'un des paragraphes (le 3°) d'un nota contenant le passage suivant :

« On fait en ce moment des expériences prescrites par M. le sénateur, préfet de la Seine, afin de déterminer le rendement des usines que la ville de Paris a fait construire à Saint-Maur, à Trilbardou et à Isles-les-Meldeuses, pour élever les eaux de la Marne.

« Les quantités d'eau qui arrivent aux récepteurs, et qui peuvent varier de 4 à 7 mètres cubes, seront débitées par des déversoirs de 4 à 8 mètres de largeur ; elles peuvent être mesurées au bout d'un temps convenable, dans des bassins d'une capacité suffisante connue. »

Les premières expériences ayant été entreprises à l'usine de Saint-Maur, on reconnut que le bief clos par un barrage à l'extrémité, et destiné à servir de bassin de jaugeage, laissait perdre l'eau par des fissures sillonnant le fond ouvert dans le calcaire grossier. Ces déperditions souterraines firent alors naître une difficulté dans l'évaluation du volume d'eau que débitait le déversoir, et que ne représen-

tait pas évidemment d'une manière exacte celui qui restait dans le bief, une partie s'en étant échappée par les fuites.

Pour évaluer le produit réel du déversoir alimentaire, il fallait tenir compte de la puissance de débit de ces fuites, quantité qui dépend à la fois de la section des fissures du fond et des variations de hauteur du niveau au-dessus du fond.

C'est ce que nous allons essayer de faire.

Nous compléterons la solution en montrant comment on parvient à obtenir le volume d'eau fourni par le déversoir en corrigeant convenablement, à cause des pertes, le résultat tiré du jaugeage du bassin.

§ 1. — ÉVALUATION DES ORIFICES DE DÉPERDITION (*).

1. Considérons un bassin à parois verticales, rempli d'eau jusqu'à une hauteur déterminée, qui se vide par des orifices de fond, sans recevoir de l'eau extérieure.

Soit :

O , la section constante par un plan parallèle au fond, supposé horizontal ;

Z , la hauteur de l'eau au-dessus du fond à l'instant où le bassin commence à se vider ;

ω , l'aire totale des sections des veines fluides à leur sortie par les orifices du fond ;

z , la hauteur de l'eau au-dessus du fond après un temps t , de sorte qu'à cet instant l'abaissement du niveau, que nous désignerons par h , est égal à $Z - z$.

(*) M. Laplanche, conducteur des ponts et chaussées, chef du bureau de l'inspection générale du service municipal des travaux publics, a prêté un concours très-efficace pour la rédaction de la notice par la part qu'il a prise à la vérification et au développement des calculs.

Pour la hauteur z , le volume d'eau qui s'écoulera par seconde sera

$$Q = \omega \sqrt{2gz},$$

g exprimant, comme on sait, le double de l'espace que parcourt un corps pendant la première seconde de sa chute, $\sqrt{2gz}$ sera la vitesse de sortie par la section totale ω . Cette vitesse varie avec le niveau de l'eau, mais on peut la supposer constante pendant un intervalle de temps infiniment petit dt , en sorte qu'on a

$$dQ = \omega \sqrt{2gz} dt,$$

D'un autre côté, la variation de volume dQ éprouvée par l'eau contenue dans le bassin est égale à $-Odz$; donc

$$Odz + \omega \sqrt{2gz} dt = 0.$$

On en déduit

$$dt \frac{\omega}{O} \sqrt{2g} = -\frac{dz}{\sqrt{z}}.$$

Par l'intégration il vient

$$\frac{\omega}{O} \sqrt{2g} t = -2\sqrt{z} + \text{const.}$$

Quand $t = 0$, $z = Z$ donc;

$$0 = -2\sqrt{Z} + \text{const.},$$

et si l'on soustrait membre à membre cette équation de la précédente, on obtient

$$2(\sqrt{Z} - \sqrt{z}) = \frac{\omega}{O} \sqrt{2g} t.$$

Si nous faisons attention que $z = Z - h$, nous pourrons écrire

$$(a) \quad 2(\sqrt{Z} - \sqrt{Z-h}) = \frac{\omega}{O} \sqrt{2g} t,$$

ce qui a pour avantage d'introduire l'abaissement h au niveau h .

On tire de l'équation (a)

$$(a_1) \quad t = \frac{0}{\omega} \sqrt{\frac{2}{g}} (\sqrt{Z} - \sqrt{Z-h}),$$

et

$$(a_2) \quad h = \frac{\omega}{0} \sqrt{2gZ} t - \left(\frac{\omega}{0}\right)^2 \frac{gt^2}{2},$$

Lorsqu'on connaît l'aire du bassin O , la section totale des orifices de fond par lesquels il est susceptible de se vider, section dont le produit par un coefficient de contraction convenable est égal à ω , si l'on a mesuré la profondeur primitive Z de l'eau, on peut, au moyen des formules (a₁), (a₂), calculer le temps t que le niveau emploiera pour s'abaisser d'une hauteur déterminée h , ou réciproquement calculer l'abaissement qui devra se produire au bout d'un temps t donné.

Maintenant l'aire du bassin O étant connue, si l'on observe le temps t que l'eau mettra à s'abaisser d'une hauteur h , qu'on peut mesurer, on pourra, à l'aide d'une des deux équations (a₁), (a₂), calculer la valeur de ω . Il est évidemment plus simple de se servir à cet effet de (a₁), qui ne contient ω qu'au premier degré : on en tire

$$(a'_1) \quad \omega = \frac{0}{t} \sqrt{\frac{2}{g}} (\sqrt{Z} - \sqrt{Z-h}).$$

2. La recherche de ω étant un des points principaux de la question qui nous occupe, nous allons donner à l'équation (a'₁) une forme qui conduit à plus de simplicité dans le calcul.

En appelant t_1 , T_1 les temps correspondant aux hauteurs de chute h , Z , et tenant compte des relations

$h = \frac{1}{2} g t_1^2$, $Z = \frac{1}{2} g T_1^2$, qui existent dès lors, on pourra poser à l'aide de (a')

$$\omega = \frac{OT_1}{t} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{t_1}{T_1}\right)^2} \right]$$

et par suite

$$\omega = \frac{OT_1}{t} \sin \text{vers. arc} \left(\sin = \frac{t_1}{T_1} \right),$$

où le second membre ne se compose que d'un produit de facteur se prêtant au calcul par logarithmes.

§ 2. — DÉTERMINATION DU VOLUME D'EAU FOURNI PAR LE DÉVERSOIR.

3. Supposons actuellement que le bassin reçoive, en même temps qu'il se vide, un volume d'eau constant M par seconde, l'augmentation de volume de l'eau du bassin qui en résultera pendant l'intervalle de temps infiniment petit dt sera Mdt ; mais pendant ce même temps, il sort du bassin un volume d'eau égal à $\omega \sqrt{2gz} dt$ (voir n° 1), ou $N\sqrt{z} dt$, si l'on fait $\omega \sqrt{2g} = N$, donc la variation qui éprouve pendant le temps dt le volume d'eau du bassin, ou

$$Odz = Mdt - N\sqrt{z} dt.$$

Cette équation montre immédiatement que dz sera positif, c'est-à-dire qu'il y aura exhaussement du niveau de l'eau tant qu'on aura $N\sqrt{z} < M$ ou $z < \left(\frac{M}{N}\right)^2$, mais que le niveau demeurerait constant, s'il pouvait atteindre une hauteur telle que l'on eût $z = \left(\frac{M}{N}\right)^2$, ce qui est évident puisque alors le bassin perdrait autant d'eau qu'il en recevrait.

De l'équation précédente on tire

$$dt = \frac{Odz}{M - N\sqrt{z}},$$

qui devient

$$\frac{2P}{a} dt = \frac{dz}{1 - a\sqrt{z}},$$

si l'on fait

$$\frac{N}{M} = a, \quad \frac{N}{2O} = P.$$

L'intégration donne

$$\frac{2P}{a} t = \text{const.} + \frac{2}{a^2} [1 - a\sqrt{z} - \log. (1 - a\sqrt{z})].$$

Continuons d'appeler Z la hauteur primitive du niveau de l'eau dans le bassin, hauteur qui correspond par conséquent à $t = 0$, nous aurons

$$0 = \text{const.} + \frac{2}{a^2} [1 - a\sqrt{Z} - \log. (1 - a\sqrt{Z})],$$

Par une soustraction membre à membre il viendra, après les transformations convenables,

$$a(Pt + \sqrt{z} - \sqrt{Z}) = \log. \left(\frac{1 - a\sqrt{z}}{1 - a\sqrt{Z}} \right),$$

ou

$$(b) \quad a(Pt + \sqrt{Z+h} - \sqrt{Z}) = \log. \left(\frac{1 - a\sqrt{Z}}{1 - a\sqrt{Z+h}} \right)$$

si nous désignons par h l'exhaussement de niveau au bout du temps t .

Cette équation exprime la relation qui existe entre l'exhaussement de niveau h et le temps t que l'eau du bassin a mis à éprouver cet exhaussement.

On en peut aisément déduire en fonction de h l'expression du temps

$$(c) \quad t = -\frac{1}{p} (\sqrt{Z+h} - \sqrt{Z}) + \log. \left(\frac{1-a\sqrt{Z}}{1-a\sqrt{Z+h}} \right)^{\frac{1}{q^2}}$$

Bien que l'objet que nous avons particulièrement en vue ne nous oblige pas de nous arrêter à cette valeur de t , nous placerons ici une remarque à laquelle elle donne lieu.

Nous avons vu, au commencement de ce paragraphe, que le niveau de l'eau demeurerait constant s'il pouvait atteindre une hauteur égale à $\left(\frac{M}{N}\right)^2$, qui n'est autre que $\frac{1}{a^2}$, puisque nous avons fait $\frac{N}{M} = a$. Or, cette valeur mise dans l'équation (c) à la place de $Z+h$, donne pour t l'infini.

Le niveau de l'eau tend donc, sans jamais parvenir à être constant, à s'élever toujours en restant inférieur au plan dont l'ordonnée est représentée par $\left(\frac{M}{N}\right)^2$. Il est facile de se rendre compte de ce phénomène, car à mesure que l'eau s'élève, la différence entre le volume d'eau reçu par le bassin et qui ne varie pas, et le volume des pertes qui croît avec l'exhaussement du niveau, s'atténue d'une manière incessante, de sorte que le mouvement ascensionnel s'opère avec une lenteur de plus en plus grande, et que le plan horizontal passant à la hauteur $\left(\frac{M}{N}\right)^2$ au-dessus du fond se trouve dès lors être un plan de niveau asymptotique, dont l'eau s'approche continûment sans l'atteindre jamais.

4. Si l'eau est fournie au bassin par un déversoir, nous aurons, d'après la formule qui donne le débit des déversoirs,

$$M = mLH\sqrt{2gH},$$

L représentant la largeur du déversoir, H la charge de l'eau sur le seuil, m le multiplicateur de la dépense.

Comme nous avons posé $\frac{N}{M} = a$ et que $N = \omega \sqrt{2g}$ (voir n° 5), on aura

$$a = \frac{\omega}{m L H^{\frac{3}{2}}}$$

d'où

$$m = \frac{\omega}{a L H^{\frac{3}{2}}}$$

Si donc les éléments du déversoir alimentaire étant connus, la section ω des pertes de fond ayant été calculée par la méthode indiquée plus haut (n° 1 et 2), on voulait avoir, au moyen de cette dernière relation, la valeur de m , il faudrait d'abord chercher la valeur de a .

C'est au moyen de l'équation b que nous procéderons à cette recherche. La quantité a est en effet la seule inconnue figurant dans cette équation, si l'on suppose ω calculé, et si l'on considère que la hauteur d'eau primitive Z peut être mesurée, que de plus l'exhaussement h du niveau et le temps t correspondant peuvent être donnés par l'observation. On fondera cette recherche sur une méthode analogue à celle qu'a employée Newton (*) pour résoudre les équations algébriques.

5. Pour cela posons

$$(b_1) \quad a K = \log. \left(\frac{1 - a \sqrt{Z}}{1 - a \sqrt{Z + h}} \right),$$

en faisant

$$K = Pt + \sqrt{Z + h} - \sqrt{Z}.$$

(*) Dans l'application de la méthode newtonienne à la résolution de l'équation (b₁), tous les développements concernant les propriétés des lignes dont l'intersection donne la racine de cette équation sont dus à M. le conducteur Laplanche.

La valeur de a sera l'abscisse du point où se rencontrent les deux lignes ayant pour équations

$$(1) \quad y = Kx,$$

$$(2) \quad y = \log. \frac{1 - x\sqrt{Z}}{1 - x\sqrt{Z+h}}.$$

L'équation (1) représente une ligne droite passant à l'origine et faisant avec l'axe des x un angle dont la tangente est

$$K \text{ ou } P' + \sqrt{Z'+h} - \sqrt{Z}.$$

L'équation (2) est celle d'une courbe dont les ordonnées sont les logarithmes népériens des ordonnées correspondantes d'une hyperbole représentée par l'équation

$$\eta = \frac{1 - x\sqrt{Z}}{1 - x\sqrt{Z+h}},$$

Il est facile de voir que cette hyperbole, qui coupe l'axe des y en un point pour lequel $\eta = 1$, a une asymptote parallèle à l'axe des x , ayant pour ordonnée $\sqrt{\frac{Z}{Z+h}}$, et son autre asymptote, parallèle à l'axe des y , ayant pour abscisse $\frac{1}{\sqrt{Z+h}}$. De plus, cette courbe coupe l'axe des x en

un point dont l'abscisse est égale à $\frac{1}{\sqrt{Z}}$. Il est clair d'ail-

leurs que, suivant la manière usitée pour compter les coordonnées, la première branche de l'hyperbole se trouve dans l'angle supérieur gauche des asymptotes; la seconde branche, par suite, dans l'angle opposé.

La courbe représentée par l'équation (2) qu'on peut écrire

$$y = \log. \eta,$$

se composera donc de deux branches, dont chacune correspond à l'une de celles de l'hyperbole : la première passe à l'origine et a pour asymptote commune avec l'hyperbole, la droite parallèle à l'axe des y dont l'abscisse est $\frac{1}{\sqrt{Z+h}}$; son autre asymptote est parallèle à l'axe des x et a pour ordonnée $\log. \sqrt{\frac{Z}{Z+h}}$, ordonnée négative, puisque $\frac{Z}{Z+h}$ est moindre que l'unité. La seconde branche a une asymptote parallèle à l'axe des y , dont l'abscisse est égale à $\frac{1}{\sqrt{Z}}$, celle du point où l'hyperbole coupe l'axe des x ; la seconde, parallèle à cet axe, est la même que pour la première branche, ce qui montre que la seconde branche de la logarithmique est en entier dans l'angle des x positifs et y négatifs.

En différentiant l'équation (2), on a

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sqrt{Z+h} - \sqrt{Z}}{(1-x\sqrt{Z})(1-x\sqrt{Z+h})};$$

donc, à l'origine des coordonnées, la tangente à la courbe que représente cette équation fait avec l'axe des x un angle dont la tangente est égale à $\sqrt{Z+h} - \sqrt{Z}$, c'est-à-dire inférieure de la quantité Pt à la tangente de l'angle formé avec le même axe par la droite (1). Il s'ensuit que cette dernière rencontre la courbe (2) en un point situé sur la première branche au-dessus de l'axe des x ; la sécante n'a d'ailleurs visiblement aucun point commun avec la seconde branche.

On en conclut qu'outre la valeur $a = 0$, satisfaisant évidemment à l'équation (b₁), il n'y a qu'une seule valeur de a , réelle et positive, qui y satisfasse. La valeur zéro est d'ailleurs à rejeter parce qu'elle implique nécessairement

l'hypothèse N, et par suite $\omega = 0$, incompatible avec les données de la question.

6. En nous basant sur ce qui précède, nous aurons un moyen simple de trouver par tâtonnements la valeur positive de a .

Assignons à x une valeur déterminée x_1 , les équations (1) et (2) donneront deux valeurs de y correspondantes. Nous supposerons, pour fixer les idées, $y_1 < Y_1$, y_1 étant l'ordonnée de la droite (1), Y_1 , celle de la courbe (2). Imaginons maintenant qu'on prenne pour x une autre valeur x_2 donnant pour la courbe et la droite des ordonnées Y_2, y_2 telles que l'on ait $Y_2 < y_2$, la valeur de a sera évidemment comprise entre x_1 et x_2 , en assignant à x une valeur intermédiaire x_3 ; nous nous rapprocherons donc de a et suivant qu'on aura $y_3 < Y_3$, ou $Y_3 < y_3$, nous verrons que a est compris entre x_2 et x_3 ou entre x_1 et x_3 . C'est par une série de tâtonnements semblables que nous parviendrons à la solution.

Il sera du reste facile en général de les diriger, attendu que l'abscisse $\frac{1}{\sqrt{Z+h}}$ de l'asymptote parallèle à l'axe des y , est évidemment une limite supérieure de a ; on pourra donc, par exemple, choisir pour x_1 la valeur $\frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{Z+h}}$, et prendre pour x_2 , soit $\frac{1}{4} \frac{1}{\sqrt{Z+h}}$ soit $\frac{3}{4} \frac{1}{\sqrt{Z+h}}$, suivant que des deux ordonnées Y_1 de la courbe et y_1 de la droite correspondant à $\frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{Z+h}}$, celle-ci ou celle-là serait la plus petite, et l'on continuerait ainsi les tâtonnements jusqu'à ce que l'on parvint à une valeur suffisamment approchée de a .

Nous ferons remarquer en passant, que si les circonstances permettaient d'approvisionner d'eau le bassin jus-

qu'à ce que le niveau devint sensiblement constant, la valeur de a pourrait se trouver immédiatement, car, d'après ce qui a été expliqué dans le n° 3, a serait à très-peu près égal à la racine quarrée de l'unité divisée par la profondeur qu'aurait alors l'eau du bassin.

7. La valeur de a étant une fois déterminée, le multiplicateur m de la dépense d'eau du déversoir se calcule très-facilement au moyen de la formule (d) du n° 4, puisque l'on connaît tous les autres termes qui figurent dans cette formule. la largeur L du déversoir pouvant être mesurée, la charge H de l'eau sur le seuil étant déduite de l'observation, et la section ω des fuites de fond pouvant s'obtenir par la méthode indiquée plus haut (1 et 2).

Paris, le 20 juillet 1871.

NOTA. — L'application des formules qui précèdent, au calcul du coefficient de réduction des débits par les déversoirs expérimentés, a donné des résultats qui ne diffèrent pas sensiblement de ceux fournis par les formules empiriques développées dans notre première note.

N° 17

DESCRIPTION

*Du bac du chemin de fer rhénan sur le Rhin, à Rheinhausen,
près de Duisburg.*

Par M. ÉMILE HARTWICH, conseiller royal intime supérieur des constructions,
ingénieur-directeur de la société des chemins de fer rhénans.

Traduit, avec l'autorisation de l'auteur, par M. MÜNTZ, ingénieur
en chef des ponts et chaussées en retraite (*).

I.

Les frais considérables qu'occasionne la construction des ponts sur les grands fleuves, les difficultés qu'elle fait naître, d'autres motifs encore, notamment les inconvénients stratégiques qui peuvent en résulter, ont fait surgir le besoin d'établir des bacs pour les convois des chemins de fer. Avant de commencer la description de celui exécuté par le soussigné pour le service des chemins de fer rhénans à

(* *Note du traducteur.* — En reproduisant en français le texte de M. Hartwich, on a aussi transformé les mesures prussiennes en mesures françaises, en partant des bases suivantes :

Le pied du Rhin, rendu légal dans toute la Prusse par la loi du 16 mai 1816, est égal à 0^m.313854, le pouce à 0^m.02615, la perche à 3^m.766248.

Le quintal de 100 livres pèse 50 kilogrammes.

Le thaler de 30 silbergros, d'après l'Annuaire du bureau des longitudes, 3^f.675.

Le pied anglais, employé aussi par M. Hartwich, vaut 0^m.30479.

Le mille anglais, de 5 280 pieds, vaut 1 609^m.3149.

Annales des P. et Ch., 5^e série, 1^{er} ann., 9^e et 10^e cah. MÉM. TOME II. 4

bours présentant des cavités capables de loger des chaînons de 0^m.026 de diamètre. Les chaînes sont tendues, d'une rive à l'autre, au moyen de contre-poids de 6 tonnes placés dans des puits spéciaux. On obtient facilement le mouvement du bateau en faisant tourner les tambours, sur la surface desquels les chaînes reposent lourdement et s'engrènent par suite sans peine.

La largeur du bras de mer est de 777 mètres à Plymouth, pendant les hautes mers, et de 643 mètres en temps de basse mer. La différence de niveau des plus hautes et des plus basses eaux est de 5^m.50 ; la vitesse du flux et du reflux de 131 mètres par minute ; la plus grande profondeur de 29^m.30. Le bateau traverse le courant à angle droit. Les plans inclinés ont une pente de 0^m.071 par mètre. Leur liaison avec le bateau s'obtient au moyen de planchers reliés au bateau par des charnières et mus par la machine. Le trajet se fait en sept minutes en temps de basse mer, et en huit minutes en temps de haute mer ; il n'est interrompu que dans des temps extrêmement rares, au moment de très-fortes tempêtes.

A Portsmouth le bateau en fer a des dimensions un peu plus grandes. Au pont de Saltash, à Southampton et en d'autres points, il n'existe que des bacs à une chaîne et un plan incliné, établis du reste d'après les mêmes idées.

Stephenson a établi un bac pour voitures de chemin de fer sur le Nil d'après le même principe. Il a racheté la différence de niveau des eaux par l'élévation et l'abaissement d'une plate-forme placée sur le bateau et supportée par des vérins. Ce mouvement était produit par des hommes, dont le salaire est très-faible en Égypte. M. Sopwich a donné la description de ces travaux dans les *Comptes rendus de la Société des ingénieurs civils de Londres*.

II.

Avant de réaliser le projet d'un bac pour chemin de fer à Griethausen, il a semblé prudent de faire des essais sur le Rhin même. A cet effet, on a tendu une chaîne ordinaire de 0^m.020 à travers le Rhin, en aval de Coblenz, supportant de chaque côté un poids de 4 tonnes. On a placé une locomobile de 8 chevaux de force sur un bateau ordinaire de rivière de 31 mètres de long. La machine a mis en mouvement un tambour en dehors du bord, supportant la chaîne de 0^m.020. On a obtenu ainsi un trajet régulier en sept minutes. Il durait de dix à douze minutes lorsqu'on accouplait deux bateaux de mêmes dimensions.

Cette manière d'imprimer le mouvement au bateau par la traction directe, sans recourir ni à une roue à palettes ni à une hélice, offre l'avantage d'utiliser directement la force, et de ne réclamer par suite qu'une machine relativement faible. De plus, le trajet se fait en ligne à peu près droite. En chaque point on peut arrêter le bateau sans recourir à des ancres ni à d'autres dispositions, et l'on accoste la rive en un point déterminé.

En raison des faits observés aux bacs anglais et du succès des essais tentés près de Coblenz, on se décida à employer le même système à Griethausen. A cet effet, on construisit deux plates-formes de 46^m.50 de longueur, de 6^m.30 de largeur, n'ayant qu'une hauteur de 0^m.78 depuis la base jusqu'au plancher étanche qui le couvre; on les arma de rails en fer; on les posa ensemble sur un bateau spécial, ayant à son bord une machine à vapeur de la force de 30 chevaux, et portant en dehors de chaque bord un tambour recevant la chaîne. Elles furent placées l'une à côté de l'autre, ayant la machine entre elles; elles furent assemblées solidement et de façon à pouvoir accoster la rive au droit de deux voies ferrées. On s'aperçut bientôt que sous l'empire des circonstances difficiles qu'on subissait, on n'ob-

tiendrait pas une exploitation régulière au moyen de deux plates-formes réunies sur le même bateau ; que, au contraire, chaque plate-forme devait se mouvoir séparément et porter son moteur spécial.

Les nombreux inconvénients des lourdes chaînes en fer forgé firent naître la pensée de les remplacer par des cordes en fil de fer au nombre de deux pour chaque bateau : l'une faible, tirant le bateau, appelée corde motrice ; l'autre forte, appelée corde directrice, retenue à l'amont par des cordes d'ancre, et protégeant le bateau contre les courants.

Deux plates-formes de cette espèce, placées sur deux bateaux distincts, ou si l'on veut deux pontons, sont en activité à Griethausen depuis le printemps de 1865. Le trajet exige sept minutes ; l'accès des pontons et l'arrivée sur la rive opposée réclament encore huit minutes, de façon qu'en quinze minutes, six wagons à marchandises ou cinq voitures à voyageurs sont rendus de gare de rive à gare de rive. Les voyageurs restent sans hésitation dans leurs voitures.

III.

A la suite de ce résultat et en tenant compte de l'expérience acquise, on résolut de construire aussi un bac de cette nature sur le Rhin, à Rheinhausen, pour le service du chemin de fer d'Osterath à Essen. Ce bac est représenté sur les Pl. 12 et 13.

Le chemin d'Osterath à Essen a surtout pour mission de relier tout le réseau des chemins de fer rhénans de la rive gauche du fleuve avec les nombreuses houillères de la rive droite, près d'Essen, et avec les grandes usines à fer groupées autour : il fallait donc admettre que le bac aurait à transporter de grandes masses.

Le pont fixe, ardemment désiré par la société des chemins de fer rhénans, n'a pu être autorisé pour des motifs

stratégiques; il ne put donc être question que d'un bac, qui ne rend jamais le même service qu'un pont fixe.

Ainsi qu'on le voit sur le plan des lieux et sur le profil en long (Pl. 12), le fleuve a une largeur de 603 mètres au point du bac projeté. La différence de niveau entre les plus hautes et les plus basses eaux est d'environ 7^m.80; la vitesse de l'eau est variable suivant son niveau entre 1^m.10 et 2^m.20.

Sur la rive gauche, l'altitude de la gare de rive a été déterminée par le niveau de la digue qui est aussi celui des plus hautes eaux. La rive droite étant de 1^m.90 plus élevée, la gare a dû n'être placée qu'à ce niveau.

En ce qui concerne la pente des plans inclinés, on a été guidé par les considérations suivantes. La plus grande longueur des pontons a été portée à 50^m.40, de manière à pouvoir y loger huit des nouveaux wagons rhénans de 6^m.30. La houille formant l'article principal des transports, on peut admettre qu'habituellement le chargement plein des huit wagons sera avec les véhicules de 120 tonnes. Les wagons devant être poussés directement sur le ponton par la locomotive et devant le quitter de même, on a adopté ici, comme à Griethausen, une inclinaison de 0^m.021 par mètre.

L'écartement des voies sur la terre ferme a été de 11^m.30 à Griethausen, parce qu'on avait espéré réunir les voitures de deux voies sur le même ponton. Ce faible écartement présente des inconvénients, lorsque deux convois marchent séparément. A Rheinhausen on a donc éloigné les voies de 22^m.60. On a projeté cinq bacs, on fera le transbordement avec cinq pontons. Après l'exécution des trois premières voies, on a reconnu qu'un écartement de 18^m.80 suffisait; de sorte que, sur le terrain acquis pour cinq voies, on en établira six avec autant de bacs. Chaque ponton reçoit une machine de la force de 25 chevaux.

IV.

Pour déplacer un ponton on emploie deux câbles de fil de fer, tendus normalement au courant, d'une rive à l'autre, entre les limites des plus hautes eaux ; ils ont par suite une longueur de 1255 mètres. Le câble supérieur, de 0^m.046 de diamètre, dirige le ponton et le retient contre le courant. A cet effet, il s'engage, par-dessus des poulies, dans un puits sur chaque rive et y supporte un poids de 6 tonnes. Dans le fleuve, ce câble directeur (Leit-Seil) est maintenu dans sa position par des cordes d'ancres espacées de 37^m.70 à 37^m.70, parallèles au courant, et fixées à l'amont à des pilots recépés sous le fond du fleuve, ainsi que cela ressort du dessin (Pl. 13, fig. 5 et 6).

Le câble de traction ou câble conducteur, de 0^m.030 de diamètre, placé à 8^m.20 à l'aval du précédent, imprime le mouvement au bateau, comme on l'expliquera plus loin.

V.

Les pontons ont 50^m.20 de long et 7^m.80 de large. Cependant on en construit un nouveau de 62^m.80 de long, qui pourra recevoir dix voitures à marchandises ou six à sept voitures à voyageurs. Ils sont composés d'une carcasse de longerons reliés par des fermes transversales en fer laminé, ainsi que cela ressort du dessin (Pl. 12, fig. 11). Le bordage est en tôle de 0^m.007 d'épaisseur en bas et sur le bord jusqu'au niveau des plus grandes immersions, et de 0^m.003 au-dessus de ce niveau.

Afin de faciliter la jonction des rails du ponton et de ceux de terre ferme, il fallait donner la moindre hauteur au ponton ; elle est ici un peu plus forte qu'à Griethausen, elle est de 1^m.10 depuis le fond jusqu'à la plate-forme. Avec cette faible hauteur la couverture du ponton devait être étanche, afin que même par de forts chargements la sécurité ne fût

compromise en aucune façon. La couverture a été exécutée en madriers à Griethausen et en tôle aux nouveaux pontons. A Griethausen, les parois latérales sont peu inclinées et les angles faiblement arrondis; à Rheinhausen il a paru convenable de préférer la forme arrondie, afin de réduire la pression latérale de l'eau (*).

VI.

Pour la jonction des rails des pontons et de la terre ferme, on se sert d'un chariot de raccordement représenté sur la Pl. 12, fig. 9 et 10 avec tous ses détails. Pour ne pas trop augmenter la longueur de cet engin, on lui a assigné une pente de 0^m.083 par mètre, qui du côté de la terre ferme se réduit à 0^m.063, et qui du côté du ponton est aussi un peu adoucie, de façon qu'au moment du passage des voitures les tampons ne subissent pas de déplacements préjudiciables les uns vis-à-vis des autres.

Le chariot a quatre essieux avec des roues de hauteur correspondante. Sur la terre ferme il y a des rails de raccordement soulevés légèrement par des contre-poids et qui s'abaissent par l'arrivée des roues des voitures.

A l'autre extrémité du chariot de raccordement se trouve un tampon armé d'une roue qui s'applique contre le ponton; on évite ainsi les inconvénients qui pourraient naître du fort frottement dans le sens vertical au moment où s'opère la jonction. En même temps des rails mobiles, fixés au chariot, entrent dans des cannelures en forme d'entonnoirs du ponton, et un fort crochet, fixé au ponton, tombe de lui-même dans une gâche de la voiture, de façon qu'au moment de l'arrivée du ponton contre le chariot, il s'établit une jonction solide entre eux. Tout près de l'essieu de devant

(*) Les quatre pontons de Rheinhausen ont été construits par l'établissement de construction de machines de Cologne (*Kölnische Maschinenbau-Anstalt*).

du chariot se trouvent deux rouleaux enchâssés sur un fort essieu ; c'est entre et sur ces rouleaux que s'engage une tige fixée contre le dessous du ponton, de sorte que ce dernier ne peut ni hausser ni baisser au moment de l'arrivée des wagons. Il faut que le ponton arrivant pousse le chariot en avant assez loin pour que lorsqu'il ne porte plus rien, il repose encore sur les deux rouleaux, tandis que le ponton partant doit entraîner la voiture assez loin pour que le ponton suivant, même lourdement chargé, la trouve encore à sa place : toutes manœuvres qui se règlent facilement dans la pratique. On obtient l'arrivée du ponton contre le chariot au moyen du câble directeur, tendu et ancré, et passant sur un rouleau fixé latéralement au chariot et indiqué sur les dessins.

Lorsque de cette façon le ponton et le chariot de raccordement sont solidement reliés, et qu'on n'a plus ni balancement ni enfoncement, on peut aussi faire entrer sur le ponton et en faire sortir, avec une entière sécurité, des voitures à voyageurs occupées.

Quoique le chariot de raccordement et le ponton soient construits assez solidement pour recevoir une locomotive, on ne conseille cependant pas de faire passer des locomotives à six roues, même lentement, à travers les points de rupture très-accusés du chariot, sans recourir à des précautions spéciales.

Si donc on désire obtenir l'accès ou le départ directs des wagons au moyen d'une locomotive à six roues et sans câble de transmission, on attache à la machine deux wagons intermédiaires, qui occuperont le chariot de transmission, tout en restant liés à la machine pendant l'arrivée et le départ, et empêcheront les roues de celle-ci d'arriver sur le chariot de transmission. Avec une locomotive à quatre roues, on pourrait supprimer les voitures intermédiaires. On transborde facilement des locomotives vides avec ou sans tender.

Pour empêcher les voitures d'être poussées au delà du ponton, on a eu recours, aux deux extrémités de ce dernier, à l'emploi de forts tampons, faisant corps avec toute la construction, et susceptibles d'être abaissés au moment de l'arrivée ou du départ des voitures, ainsi que le fait ressortir le dessin.

VII.

Le ponton est mis en mouvement par la machine couplée, représentée sur la Pl. XII, *fig.* 11, 12 et 13, qui fait tourner un tambour ou disque de 2^m.51 de diamètre. Autour de ce disque et autour d'une roue folle s'enroule le câble de traction ou conducteur, de 0^m.030 de diamètre, tendu sur chaque rive au moyen d'un poids de 4 tonnes. Avec cette tension, il suffit d'un tour de câble autour du disque pour obtenir une marche très-sûre, sans glissement et sans usure sensible de la corde. La force de traction dépasse les besoins, et cela afin de n'être pas gêné au moment du départ et de l'arrivée; elle permettrait même de mettre en mouvement un second ponton. La force nécessaire pour mouvoir le bateau a donc été obtenue ainsi d'une manière simple et avantageuse.

VIII.

Une difficulté bien plus grande a résidé dans la nécessité d'opposer une résistance passive suffisante à l'action du courant, frappant normalement le flanc du bateau, et d'assurer ainsi le trajet par le chemin direct le plus court. Aux bacs de Plymouth et de Portsmouth, la tension du câble suffit pour contre-balancer l'action du courant, agissant sur le flanc du ponton plat de 17^m.30 de long, en raison de la plus grande profondeur de la mer et malgré la grande vitesse de l'eau pendant le flux et le reflux. Les lourdes chaînes soulevées par le bateau depuis le fond profond de la mer restent en place aux points où elles touchent le sol,

par suite de leur forte tension et sans être dérangées par le mouvement du bateau, naviguant de 19 à 28 mètres au-dessus; elles reprennent toujours la position qui leur a été assignée primitivement, et que la tension tend à maintenir. Dans un lit peu profond ou irrégulier, comme celui du Rhin, à Griethausen, lorsque les chaînes ou câbles au milieu du lit ne sont soulevées que de 1^m.60, tandis qu'il existe des profondeurs bien plus grandes contre les rives, le premier voyage déplace le câble, qui s'ensable plus à l'aval, lorsqu'il n'est pas retenu par des cordes d'ancrage, et cela à ce point que la plus forte tension ne parvient pas à le faire sortir du sable, à moins de le soulever. A ce sujet, il ne faut pas perdre de vue que le dévoiement du câble augmente sensiblement avec la faible profondeur; il se produit un fort remou le long du bateau de 50^m.20 de développement, ce qui n'a pas lieu avec une profondeur plus grande. Au trajet suivant, le ponton est dirigé par un câble déjà dévié vers l'aval; cet inconvénient augmente à chaque trajet. L'exploitation n'est donc possible que lorsque la chaîne est maintenue dans sa juste position par des points de retenue, espacés de telle façon que lorsqu'un point d'attache passe sur le disque, le câble soit soulevé presque au point d'attache suivant et détaché du fond, et qu'ainsi, entre ces deux points, la tension propre du câble lui fasse reprendre sa position première, même par les plus basses eaux. Il suit de là que dans les eaux profondes les points d'attache des ancrs peuvent être bien plus éloignés que dans les eaux peu profondes. L'espacement des ancrs doit donc être déterminé pratiquement dans chaque cas en raison de la profondeur de l'eau. On conseille de ne pas les écarter trop.

Le câble de fil de fer servant à la direction du bateau, ayant 0^m.646 de diamètre, passe par-dessus les rouleaux ou disques figurés sur la Pl. 13, fig. 1, 2 et 4. Les cordes d'ancre sont fixées à 69^m.70 en amont à des pilotes ou à des vis d'ancre.

La jonction du câble directeur avec les cordes d'ancre s'obtient par de solides crochets, qui passent par-dessus les rebords des disques directeurs dans des enveloppes d'acier.

Le poids considérable du câble prévient tout danger de voir sortir celui-ci de la gorge des disques, la forte pression du courant sur le flanc du bateau tendant à écarter les disques de ce dernier et à lui faire prendre la direction de la résultante du poids du câble et du courant de l'eau ; de cette façon la déviation du bateau est annulée et le trajet se fait facilement. La forte pression du poids du câble et de la force du courant occasionne une usure sensible du câble directeur, usure qui peut être notablement diminuée en garnissant la gorge des rouleaux de métaux tendres. On a mis un soin particulier à la confection des câbles (*). Tous les autres accessoires, tels que treuils d'ancre, treuils pour tendre les cordes sur la terre ferme, et les dispositions adoptées pour les points où les cordes d'ancre des bacs inférieurs traversent les câbles directeurs et les câbles conducteurs des bacs supérieurs, sont marqués sur les dessins.

La puissance de la machine permettrait d'effectuer le trajet en très-peu de temps ; mais la grande vitesse augmenterait l'usure du câble. On ne dépasse donc pas la vitesse de 1^m.90 par seconde.

IX.

Après avoir expliqué dans ce qui précède les dispositions des bacs marchant normalement au fil de l'eau, il reste à faire ressortir que l'on pourrait aussi adopter une direction inclinée, mais qu'elle n'est pas avantageuse.

Si l'on suppose le bateau en repos dans une position oblique, le choc de l'eau diminue, à la vérité, mais

(*) Toutes les cordes des deux bacs ont été faites en qualité excellente par la fabrique de MM. Felten et Guillaume, de Cologne.

s'il se dirige vers l'amont obliquement au courant, la vitesse du choc de l'eau contre le flanc du bateau est augmentée de toute la vitesse avec laquelle celui-ci se meut contre le courant. En même temps le devant du bateau reçoit le choc du courant, qui n'y exerce aucune action lorsque le trajet se fait normalement au fil de l'eau, et la fatigue du bateau est augmentée de la force nécessaire à sa mise en mouvement. Inversement avec une marche vers l'aval, le trajet est facilité. Mais comme la force de la machine, des ancres, des cordes doit répondre aux plus grandes exigences du service, on n'obtient aucun avantage en facilitant le trajet dans un seul sens, tandis qu'une plus grande longueur des câbles et du trajet présente des inconvénients nombreux. Il faut donc considérer le trajet normal au courant comme préférable.

Il est avantageux de donner au câble immergé une faible flèche. Les cordes d'ancre pouvant être allongées ou raccourcies à volonté, il sera facile de trouver la juste mesure de la flèche.

Près des rives, les cordes d'ancre doivent maintenir le câble directeur exactement dans la direction des rails de terre ferme, afin que le bateau n'accoste pas ceux-ci obliquement.

Il résulte des expériences de Griethausen qu'avec un service bien réglé, surtout en ce qui concerne la descente et la remonte des wagons sur les rives, un ponton peut faire un trajet en quinze minutes, y compris le chargement et le déchargement. Le temps de vingt minutes porté sur les indicateurs est toujours suffisant.

A Rheinhausen, où le trafic est bien plus considérable, il a été reconnu qu'un ponton peut, en douze heures, opérer le transbordement de cent quarante-quatre ou en nombre rond de cent cinquante voitures dans chaque direction. Sur une rive, il suffit toujours d'une locomotive pour deux pentes d'accès de bacs. Avec un service de treuil on irait à

trois cents voitures par vingt-quatre heures. Comme on a projeté cinq bacs, il est évident que l'on pourra suffire à un très-grand trafic.

X.

D'après l'expérience acquise, les hautes eaux et les orages ne gênent pas le trajet ; même avec un mouvement de glaçons modéré, le seul qu'on ait eu depuis l'ouverture du bac de Griethausen, le passage n'a pas été interrompu. A ce sujet, il faut faire remarquer que la glace de fond ne peut pas s'attacher aux cordes, en raison des continuelles vibrations résultant de la tension, et que l'intérieur du ponton peut être chauffé assez par la vapeur pour prévenir la formation de la glace contre les parois extérieures. Le choc des glaçons contre le flanc arrondi du ponton est amorti sensiblement par les cordes d'ancre, de sorte que des courants de glaçons modérés ne gênent pas le trajet. Il est évident qu'avec de forts courants de glaçons il faut se résigner aux interruptions de passage. Cependant il n'est pas douteux que, si toute la surface du Rhin était prise, on pourrait exécuter le trajet après avoir cassé la glace.

Les plans inclinés entaillés dans les rives offrent, au moment du départ des glaces, un abri sûr aux pontons, qui restent sur leurs câbles. On peut donc recommencer le trajet aussitôt que la situation des glaçons le permet.

Tout le service se fait avec promptitude et sécurité. L'équipage de chaque ponton se compose d'un capitaine ou conducteur de bateau, de deux matelots, du mécanicien et du chauffeur. La consommation de houille est modérée. L'entretien des pontons et des chariots de transmission est faible. On n'a pas encore d'expérience suffisante sur les frais d'entretien des cordes et des garnitures des disques ; cependant, à la suite des quinze premiers mois d'exploitation, ils sont si modérés qu'il n'y a pas lieu de s'y arrêter. Si l'on considère qu'avec un ponton on obtient au moins

autant de travail qu'avec le bateau à vapeur de la force de 200 chevaux et les deux machines hydrauliques employées à soulever les fardeaux à Ruhrort, on arrivera à cette conclusion que le bac de Rheinhausen rend tous les services que l'on est en droit d'attendre d'un pareil établissement ; il est, au reste, le premier qui transborde les voyageurs dans leurs voitures.

En ce qui concerne les frais d'établissement d'un bac, il n'y a pas lieu d'y comprendre la dépense de la construction de la voie ferrée jusqu'aux bords du fleuve ; c'est un accessoire du chemin de fer, exigé aussi en cas de construction d'un pont fixe avec de forts remblais en sus. Pour ce motif, les frais de l'entaille dans les rives et de la voie jusqu'à l'eau, considérés comme dépendance du railway, n'ont pas été émargés dans le détail estimatif placé à la suite du présent mémoire et s'appliquant à un bac susceptible de rendre les mêmes services que le bateau de Ruhrort. Mais par contre, on y a compris tout ce qui est nécessaire au mouvement des voitures de gare de rive à gare de rive.

On a aussi porté en compte la partie de la voie descendant sur des pilots couverts de chapeaux jusqu'au niveau des plus basses eaux. Ces travaux ayant été exécutés durant des eaux assez élevées, on a recépé les pilots sous l'eau avec une pente de 0^m.021. La pose des chapeaux et des traversines et celle des rails sur les chapeaux a été faite par des plongeurs. La somme portée sous le n° 16 serait donc bien moindre, si l'on avait travaillé en temps de basses eaux. A Griethausen, cette partie du travail a été effectuée pendant les basses eaux, et elle a été, par suite, plus simple et moins dispendieuse.

La somme finale de 257 250 francs, nécessaire pour l'établissement d'un bac, peut donc être considérée comme faible, eu égard à la quantité de travail qu'il peut fournir. On y a compris tous les frais d'ancrage de la corde pour un ponton, tandis qu'en réalité cet ancrage sera pour les cinq.

Les frais d'exploitation et d'entretien sont aussi beaucoup plus faibles qu'à Ruhrort.

Une locomotive sur chaque rive pouvant faire le service de deux pontons et aussi le service de la gare de rive, et, par suite, livrer en douze heures trois cents voitures sur les pontons et en retirer autant, les frais de cette manœuvre, répartis sur un si grand nombre de véhicules, ne peuvent pas être considérables.

Pour l'emploi de ce genre de bac, on ne peut certes pas trouver des circonstances plus défavorables que celles de Griethausen et de Rheinhausen. Dans des localités présentant un moindre courant et une moindre différence de niveau entre les plus hautes et les plus basses eaux, on y réussirait bien plus facilement.

L'étude de nombreux projets pour différentes localités, et notamment pour des localités qui ne permettraient pas l'emploi de plans inclinés à faible pente, a fait ressortir que ce système, avec ses différentes modifications, est applicable dans beaucoup de cas.

Cologne, août 1866.

Détail estimatif d'un bac pour chemin de fer à Rheinhausen.

Ce détail estimatif contient les dépenses de tous les travaux nécessaires pour effectuer le transbordement des voitures de chemin de fer de gare de rive à gare de rive, à travers le fleuve et les plans inclinés des berges. Les frais d'établissement de la voie sur terre ferme, faisant corps avec le railway, n'ont pas été émarginés pour le bac, comme on ne les émarginé pas avec la construction d'un pont fixe. La dépense totale d'un établissement de transbordement se calculera en raison du nombre des bacs employés, dont chacun donnera lieu aux frais détaillés ci-après :

A. — Ligne d'ancre pour tous les bacs.

1.	12 pilots d'ancre complètement battus et récépés au-dessus du sol à 147 ^m .70 l'un.	francs. 1 772.83	
2.	Les anneaux à la tête des pilots.	271.86	
3.	14 chaînes de 0 ^m .026, de 37 ^m .30 de long.	5 163.38	
	Ensemble.	7 208.07	7 208.07

B. — Travaux sur les rives.

4.	2 puits complètement achevés.	708.05	
5.	1 eric pour préparer la tension.	1 664.85	
6.	4 supports à équerre.	632.84	
7.	2 supports de disques.	210.27	
8.	1 garniture d'un chevalet d'arrêt.	122.93	
9.	2 tambours de chaînes, chacun à deux compartiments	246.86	
10.	2 guides de la corde directrice.	168.96	
11.	1 guide pour la corde conductrice.	22.33	
12.	1 chariot pour tendre la corde directrice.	332.13	
13.	Les frais d'établissement du chevalet d'arrêt, des erics, des tambours, des supports pour les deux puits d'une rive.	724.15	
14.	Les frais de pose des tambours ou disque de la corde directrice, ouverture du fossé de celle-ci sur une rive et accessoires.	9 187.50	
15.	Les frais de pose de la voie ferrée sous l'eau par des plongeurs, sur une rive.	2 272.26	
	Total pour une rive.	43 713.16	43 713.16
	Et pour une seconde rive.		43 713.16

C. — Corde directrice avec l'ancrage.

16.	1 corde directrice de 1255 ^m .40 de long, de 0 ^m .046 de diamètre.	10 092.35	
17.	15 sonnettes avec crochets.	1 130.01	
18.	15 cordes d'ancre.	2 294.92	
19.	17 anneaux de secours n° 1.	62.48	
20.	17 anneaux de secours n° 2.	38.63	
21.	14 chaînes de 0 ^m .026, de 4 ^m .70 de long.	591.68	
22.	15 pièces de cœur avec 3 anneaux de secours.	164.85	
23.	5 clefs de vis.	101.07	
24.	28 enveloppes en bois pour protéger les cordes en fil de fer.	1 029.00	
25.	Les frais de pose des cordes en fil de fer, fixation des sonnettes, règlement des cordes d'ancre, montage des contre-poids et des chariots de trans-		
	A reporter.		94 234.39

BACS POUR CHEMINS DE FER.

53

		francs.
	Report.	94 634.39
mission et essais.	<u>810.44</u>	
Ensemble.	16315.43	16315.43

D. — Corde conductrice.

26. 1 corde de 1255 ^m .40 de long, de 0.030 de diamètre.	<u>5522.50</u>	5512.50
---	----------------	---------

E. — Chariot de transmission.

27. 2 chariots de transmission.	<u>36073.80</u>	36073.80
---	-----------------	----------

F. — Ponton complètement armé.

28. Le ponton de 50 ^m .20 de long, de 7.80 de large, complètement en fer.	49 090.65	
29. 12 holzboller.	1 102.50	
30. 2 pompes d'épuisement.	466.73	
31. 4 éviers.	573.30	
32. La voie de fer, sa pose, 4 entonnoirs en acier.	1 606.52	
33. 2 entonnoirs en fer forgé, 2 crochets d'attache, 4 tampons mobiles, 2 cabines pour le capitaine.	3 381.00	
34. 2 crochets d'attache pour les disques de la corde directrice et 2 pour ceux de la corde conductrice.	275.88	
35. 2 dispositions pour abaisser les nacelles.	404.25	
36. 2 dispositions pour jeter les ancres avec crics.	1 837.50	
37. 1 banc pour les outils.	117.60	
38. Crochets pour ustensiles de marins.	73.50	
39. 75 contre-poids.	2 480.63	
40. 1 machine à vapeur avec chaudière, tuyaux, injecteur.	35 647.50	
41. 1 toiture sur la machine.	1 653.75	
42. 2 disques de corde.	1 800.75	
43. 1 écrou autour des disques.	183.75	
44. 2 rouleaux directeurs pour la corde directrice.	783.80	
45. 2 rouleaux directeurs pour la corde conductrice.	252.63	
46. 1 nacelle en fer avec accessoires.	559.83	
47. 2 ancres de salut avec cabestan, cordes et vis d'ancre.	626.29	
48. 2 gaffes.	52.19	
49. 1 crochet de manteau.	49.13	
50. 2 crics de locomotion et 1 pour la traction.	287.85	
51. 1 zuderloppen, 8 fahrboume, 1 palstange, 1 laufbrett.	106.58	
52. 1 pompe d'épuisement mobile.	55.13	
53. Ustensiles divers de bateau.	359.79	
54. Outils pour la manœuvre.	276.50	
55. Câbles divers.	519.40	
Ensemble.	104 564.73	104 564.73
A reporter.		257 100.85

		francs.
	Report	257 201.85
<i>C. — Travaux except unvells.</i>		
16. 2 plans inclinés sur les deux rives pour les gardes	148.15	148.15
Total général		<u>257 250.00</u>
Le prolongement des chaînes d'ancre nécessaire pour mettre à la fois		
deux bacs en mouvement exigerait 14 chaînes de 27 ^m 68 de		
long et de 9 ^m 626 de diamètre et coûterait		
		2340.00

*Traduction d'une lettre du 18 juillet 1870 de M. HARTWICH
à M. MÜTZ.*

Monsieur, en réponse à votre demande du 8 de ce mois, je viens vous faire connaître que, jusqu'à ce jour, on n'a pas tenu assez exactement attachement des frais d'exploitation du bac de Rheinhäusen pour qu'il soit possible de les préciser.

Cependant, on peut assurer que le taux actuel du tarif couvre complètement les frais : ce taux est égal au prix du transport à un mille 17 420 mètres.

L'exploitation a marché d'une manière continue depuis l'ouverture du bac, sauf quelques jours d'interruption pendant la débâcle des glaçons. On n'a eu à déplorer aucun malheur, même lors de la rupture du câble. Sur chaque rive, le service est assuré par deux locomotives pour quatre pontons, dont trois fonctionnent habituellement. Chaque ponton porte un conducteur, deux matelots, un mécanicien et un chauffeur.

On a déjà opéré (par jour) le transbordement dans chaque direction de cinq convois de voyageurs et de 1100 wagons de 10 tonnes de capacité, dont le plus grand nombre était chargé. On peut encore aller au delà de cette quantité. L'usure du câble a été notablement réduite par l'emploi d'un alliage convenable de métaux dans les gorges des poulies : elle est en moyenne de 15 à 18 centimes par wagon de 10 tonnes de capacité.

Le service se fait très-régulièrement : l'indicateur accorde pour les convois de voyageurs, 17 à 20 minutes, temps parfaitement suffisant.

Agréé, etc.

Signé HARTWICH.

N° 18

MÉMOIRE

Sur les irrigations de l'Inde.

Par M. LAMAIRESSE, ingénieur en chef des ponts et chaussées (*).

CHAPITRE III.

GODAVÉRY.

I. — *Description générale.*

Le Godavéry prend sa source dans les Gathes occidentaux, vers le 20° degré de latitude et le 72° de longitude E., entre Trumluck et Nassick, à 1 degré en longitude et latitude au nord-est de Bombay.

Il suit une direction générale vers le sud-est et tombe dans le golfe du Bengale, après un parcours de plus de 1 300 kilomètres, entre Masulipatam et Vizagapatanam, par deux bouches dont la plus méridionale est à la latitude de 16° 18' et à la longitude E. de 79° 26'.

Son bassin, d'une étendue de 309 057 kilomètres carrés, est limité au sud par celui de la Kistnah sur toute sa longueur, entre les Gathes et la mer.

Le Godavéry est alimenté dans la partie supérieure de

(*) Ce mémoire fait suite à celui qui a été inséré dans les *Annales des ponts et chaussées*, page 225 du tome XVIII de la 4^e série, octobre 1869.

son cours par les pluies périodiques de la mousson du sud-ouest qui ne font jamais défaut. Ainsi grossi, il pénètre dans le Dékan où il longe d'abord et ensuite traverse le territoire du Nizam, recueillant sur sa droite le Manjurah et d'autres affluents, et sur sa gauche le Wain-Punga, rivière qui reçoit toutes les eaux du versant sud des monts Vindhya.

A Kuntoor, à une distance d'environ 322 kilomètres de la mer, il rencontre la chaîne des Gathes orientales qui court derrière les Circars septentrionaux et la traverse en suivant un défilé profond, d'une pente très-faible et d'une longueur de 38 kilomètres et demi. Il sort des montagnes à Polawarum, et à 48^k.300 plus loin il atteint Pruckaylunka où commence la région alluvienne qu'il a formée lui-même. (Voir la carte d'ensemble des irrigations du Godavéry et de la Kistnah, Pl. 14, fig. 1.)

Là il se divise en deux branches; celle de gauche court sud-est et tombe dans le golfe du Bengale après un parcours de 89 kilomètres, à la pointe de Gordeware; celle de droite, d'une longueur de 87 kilomètres, se dirige vers le sud et tombe dans le golfe Narsipore.

La navigation par bateaux n'avait lieu que jusqu'à Rajahmundry, avant l'exécution des travaux qui font l'objet de ce chapitre: aujourd'hui elle remonte très-haut le Godavéry et plusieurs de ses affluents, elle s'étend dans le cœur du Dékan et même admet les bateaux à vapeur avec lesquels on vient d'organiser un service.

A l'amont de la gorge formée par les Gathes, le fleuve déborde dans les crues sur le plateau qui la précède, et couvre sur chaque rive une largeur de 5 à 9 kilomètres et demi; lorsqu'il rentre dans son lit, il laisse le sol couvert d'une vase noire qui lui communique une grande fertilité.

La qualité de ces alluvions, bien supérieures à celles du Cavéry, est due à la fois à la richesse des débris que le fleuve recueille dans la partie supérieure de son cours à

travers des pays cultivés, et à sa faible vitesse dans sa partie inférieure qui ne lui permet d'entraîner que de la vase sans mélange de sables ou parties grossières. Cette circonstance est la cause de la fertilité du delta du Godavéry.

En raison de sa faible pente, le Godavéry n'attaque pas ses rives. Des plans levés à trente-six ans d'intervalle n'indiquent pas de différences notables.

Ce qui précède explique encore la différence du mode de culture par l'eau dans le Tanjore et dans le district de Rajahmundry.

Dans ce dernier on opère surtout par colmatage et submersion; dans le Tanjore, au contraire, c'est plutôt par arrosage; on n'amène que l'eau nécessaire pour la culture du riz.

II. — Cours inférieur et delta du Godavéry.

Aussitôt après la bifurcation du fleuve la contrée alluvienne se développe des deux côtés, et le delta proprement dit du Godavéry commence; il s'étend à l'ouest jusqu'à sa rencontre avec celui de la Kistnah au lac Colair à une distance d'environ 64 kilomètres, et à l'est à environ 51^k.488 jusqu'au rivage de la baie de Coringa où la côte court à peu près nord-est sur une certaine longueur. Tout ce pays, à l'exception d'une petite bande de sables le long de la mer, est un terrain alluvien propre à toute culture. (Voir Pl. 14, fig. 1, et Pl. 17, fig. 3 bis, coupe d'un delta.)

La largeur du fleuve varie depuis environ 1 800 mètres jusqu'à 5 kilomètres et demi; toutefois dans ces 5 kilomètres on comprend la largeur de quelques îles, qui atteint de 1 500 à 2 500 mètres.

Le fleuve atteint une hauteur de 1^m.67 au moins à l'échelle de Rajahmundry pendant cent trente jours, c'est-à-dire pendant les mois de juillet, août, septembre, octobre, sans interruption, ce qui suffit pleinement pour assurer une récolte de riz. Ces mois sont ceux pendant lesquels le riz

germe et pousse et a besoin constamment d'eau pour arriver à maturité. En admettant comme d'ordinaire dans l'Inde 1 litre $\frac{3}{4}$ par seconde et par hectare pour la culture du riz, on dispose pendant cette période de l'eau nécessaire pour arroser 19424 kilomètres quarrés de rizières, et trois fois la même étendue de terrain si elle était consacrée à la culture de la canne à sucre.

Les fortes crues donnent un volume égal à quatre-vingt-dix fois la quantité d'eau nécessaire pour irriguer 7680 kilomètres quarrés, étendue du delta augmentée du bassin du lac Colair. Il y a donc plus d'eau qu'il n'en faut pour toutes les irrigations que l'on peut espérer de réaliser et qu'il n'en existe dans les pays les plus favorisés sous ce rapport.

Malgré cet avantage, et bien que le fleuve ne soit jamais à sec et qu'il soit alimenté régulièrement par les pluies, les pays qu'il traverse, faute de dériver artificiellement ses eaux, étaient autrefois désolés par la sécheresse à des intervalles de temps plus ou moins rapprochés. Cela avait lieu surtout près de la côte, les pluies venant à y manquer à des époques presque périodiques, la famine revenait, pour ainsi dire périodiquement, décimer une nombreuse population qui occupe un delta d'environ 7766 kilomètres quarrés du pays le plus fertile de l'Inde, traversé par des cours d'eau susceptibles de le féconder.

Depuis sa sortie des montagnes où la contrée alluvienne que traverse la rivière est de 24^m.384 au-dessus du niveau de la haute mer (marées du printemps ou d'équinoxes), le Godavéry a une pente de surface très-régulière qui est d'abord de 0^m.2842 par kilomètre et qui se réduit graduellement à 0^m.1895 par kilomètre en approchant de la mer. A Polawarum (sortie des montagnes), la différence de niveau entre l'étiage et les hautes eaux du fleuve, qui ne débordent que de peu, est de 11^m.58; comme cette différence est nulle en arrivant à la mer, il en résulte que la surface d'étiage de la rivière doit avoir en moins que ses rives, cette même chute

de 11^m.58. Le niveau de l'étiage est seulement de 12^m.80 en contre-haut de celui de la haute mer, et le fond du lit aux gués est seulement de 11^m.58 au-dessus de ce même niveau. Mais la pente du fond du lit et même celle du profil en long de l'étiage sont loin d'être régulières comme celle du profil en long des crues et comme celle correspondante des berges et des rives. Entre les gués, il y a des creux profonds où on a mesuré l'étiage jusqu'à 9 et 11 mètres d'eau; à un endroit on a trouvé une pente de 2^m.743 sur une longueur de 4^k.827 à la surface d'étiage; dans un autre endroit on n'a qu'une pente de 0^m.457 sur une longueur de 6^k.436; la moyenne, depuis les montagnes jusqu'à la mer, est de 0^m.102 par kilomètre.

Le lit du fleuve varie de forme et de profondeur non-seulement d'un point à un autre de son cours, mais encore sur un même point suivant les époques de l'année où on en relève la section. Avant l'établissement d'un barrage, à la séparation des deux branches, c'était tantôt l'une d'elles, tantôt l'autre qui était la principale. En relevant des sections de la rivière pendant un temps assez long sur un même point, on arrivait à quelque chose comme une moyenne à peu près constante, entre des limites de 0^m.50 à 1 mètre de variation.

A la tête du delta, le fond du lit aux gués est à 6^m.71 au-dessus du niveau de la haute mer dont la distance est en ligne droite de 61^k.142; on a donc dans cette direction une pente moyenne de 0^m.11 par kilomètre. Mais la distance entre les mêmes points, mesurée suivant le cours de la rivière, est de 80^k.450, ce qui donne pour celle-ci une chute moyenne de 0^m.08355 par kilomètre.

La section transversale du delta est d'abord convexe des deux côtés à partir du fleuve. Les bords de la rivière forment un bourrelet d'une hauteur variable de 2^m.13 à 5^m.49 au-dessus du niveau que présente la contrée en face à une distance du fleuve variable entre 1^k.20 et 4 kilomètres; cette

hauteur semble avoir été justement réservée pour permettre d'irriguer le pays; la pente du terrain du delta vers la mer, mesurée près du pied du bourrelet, est uniformément de 0^m.205 par kilomètre sur la rive droite à partir de la sortie des montagnes; sur la rive gauche, la distance à la mer est plus courte dans la direction de la baie de Coringa, et la pente mesurée dans cette direction est de 0^m.23 par kilomètre, et cela en partant presque de la tête du delta, c'est-à-dire du point où les contre-forts de Dowlaishwaram s'avancent jusqu'au bord du fleuve.

La partie la plus haute de la grande masse des terrains du delta est à moins de 9 mètres au-dessus des eaux de la mer; par conséquent, il est de peu d'intérêt d'avoir la crête du barrage à plus de 0^m.60 ou 0^m.90 au-dessus de cette côte.

La différence entre l'étiage et les hautes eaux est de 11^m.58 à Polawarum (*), de 9^m.50 à Rajahmundry et d'environ 8^m.23 à la tête du Delta à 6^k.457 seulement à l'aval de Rajahmundry.

Les rives sont généralement à environ 0^m.61 en contre-bas des plus hautes crues qui ont eu lieu dans ce siècle.

D'après cela, on voit que dans sa partie la plus élevée le Delta, à une distance de 3 kilomètres des rives, est seulement à 2^m.30 ou 3 mètres au-dessus du lit du fleuve en face, et que, en construisant à Polawarum ou à l'aval un barrage d'une hauteur de 3^m.35 au-dessus du thalweg, la plus grande profondeur des canaux d'irrigation devait être seulement de 5^m.50, et que, sur la rive droite à une distance de 3 kilomètres du fleuve, les terres devaient se trouver au-dessous du niveau de la crête dudit barrage.

Il en est de même sur la rive gauche à une distance de 6 kilomètres et demi du fleuve.

(*) Ainsi qu'il a été dit à la page 56, Polawarum est le point où le Godavéry sort du défilé formé par les montagnes des Gathes.

III. — Barrage du Godavéry (*).

L'emplacement d'un barrage de dérivation était naturellement désigné en tête de la bifurcation du Godavéry, car ce point, suffisamment élevé, pouvait servir de régulateur pour verser les eaux à la fois aux trois parties dans lesquelles les deux bras divisent le Delta. La largeur du Godavéry, qui un peu à l'amont est de 3 000 mètres, est à l'emplacement même du barrage de près de 6 000 mètres, y compris les largeurs de deux flots qui, placés à l'entrée des deux branches, déterminent ainsi quatre chenaux, dont deux de chaque côté de la pointe ou tête de la partie centrale du Delta et deux entre les flots et les deux rives. Le barrage coupant la pointe centrale s'est trouvé ainsi naturellement divisé en quatre parties ou barrages séparés (Pl. 14, fig. 4).

Pour la construction, on a eu l'avantage de la proximité des pierres et de la chaux. On était, en outre, favorisé par cette circonstance que la pente dans le Godavéry, à la tête du Delta, n'est que de 0.237 par kilomètre, au lieu de 0.616 que l'on a à la tête du Cavéry.

Le projet du barrage présenté en avril 1845 par l'ingénieur Cotton, comprenait des écluses pour le passage des bateaux et des pertuis de prise d'eau pour l'irrigation.

Dans ce projet, le barrage se composait essentiellement d'un massif de 2^m.44 de largeur à la crête, reposant sur deux rangées de puits et suivi d'une chute de 2^m.60. (Voir Pl. 14, fig. 2, détails relatifs au Godavéry, 1^{er} projet.)

Après la chute, venait un radier horizontal de 9^m.14 de largeur, reposant à son extrémité d'aval sur une troisième file de puits. Le revêtement de toute cette partie de la section du barrage devait être en pierres de taille de 0^m.46

(*) A cet ouvrage se rapporte la Pl. 14 tout entière, ainsi que les fig. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11 de la Pl. 15.

d'épaisseur reposant sur une même épaisseur de maçonnerie ordinaire.

Au-dessous était la maçonnerie de fondation de même épaisseur. Les puits devaient descendre à 1^m.37 plus bas que cette dernière. A l'aval du radier, on devait échouer des blocs sur une longueur de 18^m.29 et sur toute la hauteur comprise entre le dessus du radier et le dessous des puits.

La dépense et le temps nécessaires pour exécuter le revêtement en pierres de taille firent renoncer à ce profil ; l'ingénieur Cotton proposa un massif en pierres sèches avec revêtement en maçonnerie ordinaire de 1^m.20 d'épaisseur à l'origine, et de 1^m.22 à l'extrémité d'aval, le tout recouvert d'un enduit de chaux. (Voir Pl. 14, *fig.* 2, 2^e projet.)

Ce revêtement présentait d'abord à l'amont un talus de 1 1/2 de base pour 1 de hauteur, sur une hauteur de 3^m.65, puis une plate-forme horizontale dallée de 5^m.48 de largeur ; puis une partie en courbe très-adoucie de 13^m.72 de longueur d'abord concave puis convexe extérieurement, commençant et se terminant par des parties horizontales rachetées par une chute totale de 2^m.60, et reposant à son extrémité sur une file de puits de 1^m.96 de profondeur, en contrebas du dessous dudit revêtement. En tête de la plate-forme horizontale devait se trouver, formant saillie sur le barrage, un cordon de pierres de taille de 0^m.60 de haut sur 0^m.60 de large.

Enfin le radier se prolongeait par un enrochement en pierres perdues de 13^m.70 de largeur à l'aval. L'ingénieur avait imaginé cette section par imitation du mode de construction anciennement adopté par les natifs pour le grand barrage du Cavéry. Ce dernier se composait d'un simple massif de pierres brutes maçonnées avec du caliman (argile détrempée qui sert de mortier pour les constructions ordinaires) : la partie supérieure seulement était à mortier de chaux et sable, et tout le massif était revêtu d'un enduit

de chaux et sable. Cet ouvrage n'avait jamais exigé d'autres réparations que quelques renouvellements de l'enduit. Il n'avait jamais couru aucun danger ni inspiré aucune crainte.

La largeur de 5^m.49 donnée au sommet avait pour objet de le faire servir de route; la communication devait être interrompue dans la saison où l'eau déverserait par dessus, saison pendant laquelle il y a fort peu de transports à faire dans le pays. La voie devait être protégée par le cordon en pierres de taille ci-dessus mentionné.

Après discussion, le conseil admit définitivement le 3^e profil de la Pl. 14, *fig.* 2 (projet de M. l'ingénieur en chef Lawe) : il ne diffère guère de celui qui vient d'être décrit qu'en ce que le revêtement du massif est fait au moyen de pierres smillées, maçonnées à mortier de chaux hydraulique, avec les joints normaux à la surface extérieure. Ce mode de construction a parfaitement réussi pour les premières parties exécutées au commencement de 1847; mais plus tard on a dû renoncer à la disposition en voussoirs, parce que les carrières ne fournissaient pas en quantité convenable du moellon smillé des dimensions nécessaires.

On a été ainsi conduit définitivement à adopter respectivement les quatre profils de la Pl. 14, *fig.* 3. pour les sections correspondantes aux quatre branches de Dowlaishwaram, de Rallee, de Muddoor et de Vejaishwaram, en face desquelles on a construit, sur un même alignement et au même niveau quatre barrages séparés ayant respectivement pour longueurs 1485, 872, 472 et 787 mètres, terminés chacun par deux murs en aile et reliés entre eux par des digues insubmersibles assises sur chaque pointe ou flot intermédiaire, y compris celui de Chigoor, situé à droite de la branche de Vejaishwaram à l'extrémité droite de l'ouvrage. L'ensemble de ces quatre digues insubmersibles (Pl. 14, *fig.* 4) forme une longueur de 2247 mètres qui, jointe à celles des quatre barrages, donne pour l'ouvrage entier une longueur totale de 6057 mètres. Sur la crête de chaque barrage, au

lieu d'un cordon en pierre de taille, on a établi des poteaux en fonte de 0^m.10 de largeur et 0^m.60 de hauteur, espacés entre eux de 2^m.44, à l'aide desquels on relève la retenue pendant les eaux moyennes, en ayant soin de rétablir le débouché lors des grandes eaux.

Les 1^{er}, 3^e et 4^e profils de la *fig.* 3 de la Pl. 14, sont la reproduction d'un type commun et fort rationnel; ils ne diffèrent que par la hauteur de chute et par celle des enrochements, hauteurs qui ont dû varier avec la profondeur du lit dans les diverses branches.

Dans chacun de ces barrages on a substitué le sable naturel au massif de pierres sèches projeté dont le volume total eût été énorme et qui aurait peut-être présenté moins de solidité, en ayant soin de l'entourer de tous les côtés et de l'isoler complètement par une enveloppe de maçonnerie ordinaire de 1^m.32 d'épaisseur. Celle-ci commence à l'amont par un mur incliné au quart à l'extérieur, et vertical du côté du terre-plein, descendant jusqu'à la limite des affouillements; vient ensuite la plate-forme de 5^m.80 de largeur dallée aussi bien que la partie inclinée et concave de 8^m.53 de longueur qui lui fait suite et qui se termine horizontalement en s'appuyant sur une file de puits jointifs de 1^m.82 de profondeur.

Il y a également une file de puits tout à fait semblables sous le mur d'amont, dont la base les recouvre complètement; à l'aval il y a un radier de 21 à 25 mètres de longueur, formé par un enrochement recouvert d'un pavé à pierres sèches. Le revêtement du barrage de Muddoor a été modifié en cours d'exécution; au lieu d'un dallage sur la crête, on s'est contenté d'un enduit revêtant la maçonnerie ordinaire. Au barrage de Vejaishwaram qui a 0^m.30 de chute en plus, on a augmenté l'épaisseur des maçonneries, on a établi sur toute sa longueur un radier en libages de 3 mètres d'épaisseur sur 1^m.80 à 2^m.10 de large; on a fortifié l'arrière-radier par un mur en maçonnerie de 2 mètres de

large sur 0^m.70 d'épaisseur régnant sur toute sa longueur à une distance de 6 mètres de son extrémité d'aval.

On a adopté une disposition analogue au barrage de Rallee (2^e profil de la *fig.* 3, Pl. 14). Ce profil, en ce qui concerne le massif central, diffère des trois autres pour le motif suivant. On voulait retenir l'eau nécessaire pour pouvoir, en toute saison, traverser en bateau la rivière à l'amont, pendant l'exécution des travaux, ce qui permettait d'amener par eau les matériaux à pied d'œuvre. On avait donc, dès le commencement des travaux, barré par des digues provisoires la branche principale de Vejaishwaram et la branche secondaire de Muddoor, la première immédiatement à l'aval du point de séparation des branches, la seconde un peu à l'amont du barrage projeté (voir Pl. 14, *fig.* 4); on pouvait ainsi faire circuler toutes les eaux dans la branche de Rallee, à travers laquelle on commença en même temps à élever graduellement un massif de pierres échouées qui devait former le corps du barrage conformément au 4^e profil de la *fig.* 3, Pl. 14.

On ne pouvait en effet exécuter en sable ce massif central, comme on l'avait fait pour les barrages des autres divisions dont on avait détourné les eaux pendant leur construction.

On dirigeait les échouages de manière que le massif restât autant que possible toujours à peu près de niveau sur toute sa longueur, et que la hauteur des eaux déversant par-dessus ne fût pas assez grande pour gêner l'exécution des maçonneries des barrages des trois autres branches.

À l'extrémité gauche du mur d'enracinement de gauche du barrage de Dowlaishwaram, il y a, en allant de gauche à droite à partir de la rive, une écluse pour le passage des bateaux, un vannage de prise d'eau en tête du canal dérivé et un vannage de fonds pour entraîner les sables au moyen de chasses. (Voir Pl. 14, *fig.* 4 et 5, barrage du Godavéry, carte et plan de détail : voir aussi les *fig.* 7 et 8.)

L'écluse a un sas de 30 mètres de long et de 4^m.50 de large avec chute de 5^m.60.

Le vannage de prise d'eau a treize ouvertures de 1^m.23 de largeur chacune, donnant un débouché linéaire total de 23^m.80. Afin que l'on puisse arriver jusqu'au barrage, on a recouvert les petites voûtes qui surmontent ces ouvertures de trois grandes arches ayant respectivement 11 mètres, 12 mètres et 11 mètres de portée, avec une largeur de voie de 5 mètres entre les parapets. Ce pont est flanqué des deux côtés de murs en aile épais et munis de contre-forts. Cette tête de prise d'eau est reliée au déversoir de fonds par un mur de revêtement de 48 mètres de long, consolidé par des contre-forts, et protégé à l'amont par un immense éperon en pierres échouées présentant une saillie demi-circulaire, qui a pour base et pour diamètre ce mur de revêtement lui-même. Le déversoir de fonds est disposé comme le vannage de prise d'eau pour ce qui concerne les petites voûtes, les arches et la largeur de voie au-dessus. Seulement, les arches ont chacune 13 mètres de portée, et les vannes sont au nombre de quinze de 1^m.83 de largeur chacune, ce qui donne un débouché linéaire total de 27^m.45.

Entre les barrages de Rallee et de Muddoor, il y a un vannage de prise d'eau à la tête du canal de dérivation de la partie centrale du Delta, avec écluse sur la gauche; cet ouvrage est semblable à celui qui vient d'être décrit pour le barrage de Dowlaishwaram, mais il n'a que 16^m.3 de débouché linéaire réparti entre neuf ouvertures égales. Sur la droite du barrage de Vejaishwaram, on a reproduit avec les mêmes dimensions et dispositions, et dans une position symétrique, les mêmes ouvrages que ceux décrits sur la gauche du barrage de Dowlaishwaram, un déversoir de fond, un vannage de prise d'eau et une écluse pour l'entrée des bateaux dans le canal dérivé sur la partie occidentale du Delta.

En 1848, le barrage de la branche de Dowlaishwaram était

exécuté, mais il ne s'étendait pas jusqu'au terrain naturel de l'îlot de Pitchaka. (Voir Pl. 15, *fig.* 6, brèche au barrage de Dowlaishwaram.) L'intervalle compris entre le lit mineur du fleuve et le niveau général de cet îlot était fermé seulement par un mur insubmersible, défendu à l'amont par des épis saillants : les eaux arrivant d'amont en face et sur la droite se dirigeaient le long de ce mur avec un courant rapide pour déverser par-dessus le barrage.

Les fondations du barrage entre les éperons furent non affouillées, mais mises à nu : aussi on se décida à prolonger le barrage à l'emplacement du mur de raccordement, assez loin pour l'enraciner solidement dans le terre-plein de l'îlot.

De même, du côté opposé à ce même îlot de Petchakalunka, c'est-à-dire du côté qui borde la branche de Rallee, un courant s'établit par l'effet de la différence de niveau entre les trois éperons construits en tête de l'îlot ou le terre-plein de l'îlot et l'arasement provisoire du barrage, à 1^m.83 seulement au-dessus du fond : le courant se produisait derrière ces éperons vers le barrage et entraîna une large bande de terre derrière les éperons. On fut ainsi obligé de prolonger le barrage aussi de ce côté de l'îlot et de l'y enraciner bien avant.

La même chose eut lieu à l'îlot de Muddoor.

Lorsque le massif en pierres sèches du barrage de la branche de Rallee fut complété, on en exécuta le revêtement en maçonnerie en partant de chaque extrémité. A mesure que l'on avançait vers le centre et que le passage laissé aux eaux devenait plus étroit, la hauteur de la lame déversant par ce passage allait en augmentant ; la partie centrale du massif fut emportée jusqu'à trois fois, et la communication par eau avec les autres branches fut interrompue. La première brèche fut réparée à force d'enrochements ; on laissa la seconde, qui avait 45^m.72 de long, ouverte quelque temps, afin de faciliter l'exécution des travaux en approchant de ses bords. On se protégeait, pour

travailler, au moyen de deux digues en terre appuyées chacune aux parties déjà terminées de l'ouvrage, et que l'on poussait devant soi l'une vers l'autre à mesure que l'on avançait. On pensait, lorsqu'on aurait atteint le bord de la brèche, la combler, refaire le massif au-dessus, fermer le passage aux eaux en réunissant les deux digues en terre que l'on avait avancées des deux côtés l'une vers l'autre, et, pour exécuter le revêtement, faire couler la rivière par les vannes de fond des autres parties du barrage qui étaient terminées. A peine eut-on fermé la brèche qu'il s'en fit une nouvelle d'une ouverture de 73 mètres. Ce fut cette longueur qu'il fallut exécuter en achevant auparavant la digue en terre en amont, et en détournant les eaux et les écoulant par les parties de fonds. La *fig. 11* de la Pl. 15 (brèche au barrage de Rallee), montre le procédé qu'on a employé pour terminer le massif.

On mettait en place des chevalets formés de palmiers réunis à plat, et qui étaient reliés ensemble par des longrines et autres pièces attachées dessus avec des cordes. On les revêtait d'une sorte de couvertures ou claies de 0^m.30 d'épaisseur, formées de bazales, de bambous et de gazon; on amenait celles-ci à leur place en les faisant flotter; on les attachait par le haut au faite de la ligne des chevalets, et on les faisait échouer à l'amont contre ces derniers en les chargeant de pierres. On avait préalablement échoué des libages le long de la brèche et autour des jambes d'amont des chevalets, de manière à réduire la profondeur à une moyenne de 2^m.13 à 2^m.44 et à empêcher tout affouillement au-dessous des claies. Une fois celles-ci en place, on les recouvrait d'un lit de sable et argile; puis on échouait contre le système des chevalets et des claies les libages destinés à former à l'amont le massif central du barrage. La profondeur de l'eau était de 7^m.92.

C'est la seule partie de ce grand ouvrage où l'on ait éprouvé quelques difficultés pour les fondations.

Partout où le barrage repose sur le sable, il a bien résisté; mais les fondations profondes en pierres perdues laissent passer beaucoup d'eau. A plusieurs reprises, des suintements observés dans les joints de la maçonnerie et des jets d'eau de 0^m.30 et plus de haut, qui se faisaient jour à travers le radier en pierres perdues, ont prouvé que l'eau exerçait une pression contre le dessous de la maçonnerie du barrage. Toutefois, à cause de sa grande épaisseur définitive, il put résister à cette pression.

Lorsqu'on en vint à exécuter, comme nous l'avons vu, le barrage de la branche de Rallee, les massifs de pierres perdues qui avaient été précipités pour combler les creux des affouillements produits par la vitesse du courant ne s'élevaient pas jusqu'au niveau où fut commencé le corps du barrage; ils étaient recouverts de quelques pieds de sable que les eaux y avaient apporté, et la maçonnerie fut posée sur ce sable.

L'eau passa à travers les pierres sous le mur d'amont et entraîna le sable qui était sous la maçonnerie; des lézardes s'y déclarèrent, elle se rompit sur un point, et s'affaissa même jusqu'à ce qu'elle reposât sur les massifs de pierres perdues, au moyen desquels on avait comblé les grands creux. Lorsqu'on examina l'ouvrage, on trouva qu'il y avait au-dessous des excavations s'étendant à une distance considérable. On brisa alors toute la partie d'ouvrage qui avait été affouillée par-dessous, et on reconstruisit sur le massif de pierres perdues. Toutefois, cela n'empêcha pas l'eau de passer sous l'ouvrage comme auparavant. L'année suivante, on bâtit au devant du barrage un large massif d'argile qui recouvrait toute la partie perdue. On arrêta quelque temps les filtrations, mais elles reparurent en 1851; l'eau jaillissait avec force à travers le radier de pierres perdues. Alors, on couvrit tout le devant des massifs de pierres perdues d'un épais matelas d'argile visqueuse mêlée d'éclats de pierres provenant des débris de la carrière.

Sur quelques points, les radiers en pierres perdues se sont affaissés et ont nécessité pour leurs revêtements successifs d'énormes quantités de pierres. Ils ont fini par se consolider et se fixer partout.

L'établissement des vannages de fonds dans le corps du barrage n'a pas été exempt de difficultés et d'accidents.

On a établi les fondations aux abords de ces ouvrages, et sur une certaine longueur du barrage à 2^m.44 en contre-bas de leur seuil. L'effet de ces vannages ne devait pas s'étendre bien loin le long de la ligne du barrage. en raison de la faiblesse du débit de ces vannages relativement à celui du barrage lui-même; toutefois, pour empêcher le courant d'attaquer la face d'amont du barrage aux abords des déversoirs de fonds, on a construit à droite et à gauche de chacun de ces ouvrages, un contrefort d'une forte saillie et jusqu'à une certaine distance de chaque côté, on a échoué contre le barrage en amont des enrochements de pierres perdues.

Dans certaines parties, on a battu à l'amont du barrage et contre son pied, de l'argile que l'on a ensuite recouverte de sable pour combattre les filtrations qui se sont déclarées au commencement, lorsque les maçonneries étaient encore fraîches.

Le barrage de Rallée éprouva encore un accident après son achèvement. La rivière, qui avait commencé à croître le 9 juin 1850, dépassait de 0^m,0254 la crête du barrage; pendant que l'eau montait jusqu'à ce niveau, toute la rivière passait par les vannes de fond des barrages de Dowlaishwaram et Rallee qui la déchargeaient avec une vitesse intense et croissante.

Le 17 au matin, on observa que le radier en pierres sèches à l'aval du déversoir de fonds de Rallee s'était affaissé. On ferma les ouvertures et on prit immédiatement des mesures pour remplir le creux formé à l'aval du mur de chute. En deux jours, on échoua assez de pierres pour

espérer de sauver l'ouvrage; puis tout à coup on vit la pression pousser les sables par dessous la fondation dans le creux qui s'était fait à la suite du mur de chute, et, incontinent une portion du radier en maçonnerie tomba dans ce creux, entraînant la chute de l'un des piliers qui détermina celle de plusieurs autres; mais la dureté et l'adhérence du massif de la maçonnerie étaient telles, qu'en tombant elle forma une digue qui modéra l'action de l'eau et donna le temps de prendre des mesures nécessaires pour prévenir de plus grands dommages. Les deux premiers jours, sept des quatorze piliers seulement tombèrent, laissant debout les deux culées et sept piliers dont deux cependant fort ébranlés, et qui tombèrent les jours suivants. Cette avarie fut la dernière sur ce point. On parvint à en prévenir d'autres en remplissant rapidement de blocs échoués le creux d'aval, fortifiant suffisamment le radier et défendant l'amont de la brèche par une digue en pierre appuyée à ses extrémités contre le barrage.

On attribua cet accident à l'insuffisance du radier en maçonnerie qui, au lieu d'une largeur de 7^m.62, aurait dû en avoir une d'au moins 18 mètres, et aussi à la faiblesse du radier en pierres échouées qui, bien que beaucoup plus épais qu'il n'avait été projeté, et paraissant assez volumineux d'après l'expérience des travaux exécutés jusque-là, ne put résister à la force du courant de la décharge à travers le déversoir de fond même, lorsque le barrage n'avait qu'une hauteur de 3^m.30 au lieu de sa hauteur définitive de 4^m.27.

Il n'y eut point d'autres avaries que celles décrites, excepté au barrage de Vejaishwaram où beaucoup de pierres du radier furent entraînées par la force énorme de la chute qui est plus grande dans cette branche. On remplaça ces pierres par d'autres en quantité plus considérable jusqu'à ce que l'ouvrage fût consolidé.

Il n'y a eu aucun changement notable dans le lit de la

rivière à l'amont du grand barrage, si ce n'est que le courant s'est porté puissamment sur l'îlot à l'amont du mur en aile oriental de la branche de Vejaishwaram. On a défendu ce mur avec des éperons et l'on a soin de déraciner continuellement le gazon des bancs de sable qui se forment du côté opposé de cette branche.

On espérait que la rivière se frayerait elle-même un chenal direct vers la tête du canal de Rallee, ainsi qu'elle paraissait vouloir le faire. Cependant, les premières années, il se forma contre le vannage de prise d'eau des amas de sable qu'il fallut enlever assez péniblement. On parvint toutefois à conduire directement le courant de la rivière vers les vannes de fonds et, une fois ce courant établi, on put l'y maintenir sans trop de difficultés; la tête de la conduite maîtresse resta dégagée habituellement, sauf les accidents dus aux crues extraordinaires. On a interdit aux habitants de planter et même de cultiver les bancs qui se forment au milieu de la rivière; on a même soin de les labourer pour détruire le gazon qui s'y forme.

Voici l'aspect général et les particularités les plus saillantes que présentait le barrage du Godavéry, lors de la visite que j'en fis en avril 1866 (Voir Pl. 14 et les fig. 1, 2, 3, 4, 5, 6 et 11 de la Pl. 15),

A partir de la rive de Dowlaishwaram, on descend au barrage par une rampe rapide comprise entre deux murs de tête *arrasés horizontalement* à leur sommet. Ces murs de tête appartiennent à trois ponts qui se suivent, pour en former pour ainsi dire un seul sous lequel passent successivement : le chenal de navigation *a* qui contient une écluse, puis la tête de prise d'eau *b*, puis le déversoir de fond *c*. (Voir la fig. 5, Pl. 14.) C'est par des rampes semblables que l'accès à chaque barrage a lieu par ses deux extrémités. Les deux murs entre lesquels descendent les rampes se noient dans les massifs des remblais qui forment sur les îlots les levées insubmersibles unissant entre eux les quatre

barrages. Ces levées résistent bien aux crues, parce qu'elles ont à l'amont des talus à pente très-douce ($1/5$ au plus), couverts de gazons et plantés d'arbres. Les talus du côté d'aval sont à deux et trois pour un.

L'entrée des bateaux dans le chenal *a* est moins facile qu'au barrage de la Kistna à Bezawada, parce que les trois ouvrages *a*, *b*, *c*, sont presque en ligne droite; la disposition adoptée à Bezawada est préférable.

On a été beaucoup plus heureux sur la rive droite extrême (fig. 5, Pl. 14); l'écluse *i* est attenante au vannage formant la tête de prise d'eau *h*, lequel n'est lui-même séparé que par un terre-plein d'une trentaine de mètres du vannage de décharge *g* placé dans un chenal qui rejoint la rivière. Cette disposition paraît fort bien entendue; tous les ouvrages fonctionnent bien; aucun inconvénient n'est signalé.

Les vannes de la prise d'eau *b* et du déversoir de fond sont des vannes ordinaires munies chacune de trois manches troués comme ceux des vannes de moulin, et se levant comme celles-ci au moyen de barres en fer que l'on introduit dans les trous. Il faut huit hommes pour manœuvrer une vanne, deux à chaque manche et deux pour enfoncer dans les trous les barres en fer qui servent à faire reposer la vanne. Il paraît qu'il faut sept heures pour lever les vannes d'un déversoir de fond.

On a commencé, il y a vingt ans, à relever les quatre barrages de 0^m,61 (2 pieds); on termine maintenant les derniers mètres de ce travail; il en résulte que les tiges en fonte formant la retenue temporaire ne sont plus que de 0^m,60 (2 pieds) en saillie sur le nouveau couronnement.

Il y a un creux ou affouillement qui règne tout le long de l'arrière-radier de chaque partie. Cet affouillement, très-prononcé au barrage de Dowlaishwaram, paraît insignifiant dans la deuxième division (barrage de Rallee) où l'arrière-radier de blocs paraît à peu près fixé; on doit l'attribuer à ce qu'il présente une forme presque concave à partir du ra-

dier et à ce que sa pente est très-faible, on y fait des réparations tout près du déversoir de fond *d* qui se trouve à l'extrémité de droite de cette seconde division du barrage.

L'arrière-radier est plus attaqué à sa queue dans la division ou barrage de Dowlaishvaram, où la pente de l'arrière-radier est plus forte que dans les autres divisions. On y a jeté des enrochements. L'inspecteur des travaux m'a dit que l'on dépensait 10 000 roupies (25 000 francs) par année en moyenne aux réparations et consolidations du barrage de Rajahmundry tout entier.

Dans chaque division, des pierres brutes sont échouées partout à l'amont du barrage. Partout, contre ces pierres, le fond est plus profond qu'un peu plus à l'amont. La nappe d'eau a une assez grande largeur à l'amont du barrage de Dowlaishvaram. En face du barrage de la deuxième division (barrage de Rallee), il y a une nappe d'eau d'une très-faible largeur immédiatement à l'amont du barrage, et au delà, à l'amont, le terrain naturel paraît être à peu près à la hauteur de la crête du barrage; cela prouve que le fond s'est beaucoup relevé et même jusqu'à une très-grande distance à l'amont du barrage. Cela confirme la remarque faite déjà par les ingénieurs anglais de la présidence de Madras, que le fond, à l'amont des barrages, tend à se relever jusqu'à la hauteur ou presque à la hauteur de la tête.

IV. — *Aménagement des eaux du delta* (*).

En même temps que l'on exécutait le grand barrage en rivière, on commençait les travaux nécessaires pour l'emploi des eaux. On a même eu lieu de regretter de ne s'être pas occupé plus tôt d'ouvrir les canaux d'amenée du delta sur la plus grande partie de leur longueur et de leur largeur, car on aurait pu les utiliser déjà bien avant que le

(*) Voir pour tout ce paragraphe la *fig. 1* de la Pl. 14.

barrage de dérivation eût atteint toute sa hauteur, et ainsi irriguer deux ans plus tôt la moitié au moins du Delta. Il importe, en pareil cas, de mener de front les travaux en rivière et le creusement des canaux d'amenée au moins sur la largeur nécessaire pour conduire l'eau disponible aux irrigations déjà possibles, sauf à augmenter cette largeur successivement, ainsi qu'on l'a fait à mesure de l'extension des irrigations.

On ne s'était point préoccupé dès l'origine de la conduite et de l'aménagement des eaux, et on n'avait point arrêté à cet égard, à l'avance, un plan détaillé, parce qu'il existait déjà un système grossier de canaux d'irrigation et d'écoulement des eaux pluviales fonctionnant pendant la saison des hautes eaux; or on pensait naturellement devoir utiliser et pouvoir facilement compléter ce système en y faisant les agrandissements, additions et modifications que suggéreraient le besoin et l'expérience.

Nous devons d'abord décrire cet ancien système d'aménagement des eaux; nous dirons ensuite les travaux que l'on exécuta jusqu'en 1853 en vue de l'améliorer et de le compléter; enfin, nous terminerons par l'exposition du système tout à fait rationnel que l'on a réalisé définitivement.

Trois divisions du delta. — Les deux bras du Godavéry divisent le delta en trois parties bien distinctes : celle de l'est à gauche, le centre compris entre les deux bras et celle de l'ouest à droite. Elles contiennent respectivement 1 165, 1 295 et 1 424 kilomètres carrés dont les trois quarts au moins sont cultivés.

Autrefois les irrigations du delta étaient alimentées concurremment par les pluies locales et par la rivière; mais celle-ci ne leur apportait qu'un tribut restreint à cause de l'insuffisance des canaux d'amenée dont le fond était partout au moins à 3^m.66 en contre-haut du thalweg de la rivière, en sorte qu'ils ne pouvaient recevoir d'eau du Godavéry que

quand le fleuve s'élevait à une hauteur plus grande, ce qui arrivait environ cinquante jours dans l'année moyennement.

1° Dans la division de l'est, ces canaux étaient :

Le Thooliah-Bagah avec son embranchement de Samalcottah.

Le canal de Sopella; il se détache aussi du Thooliah-Bagah.

Celui de Takee. Il arrive à la place de ce nom, se dirige au nord-est sur Ramachendrapoorum, puis se rabat au sud-ouest sur Doogadoor et de là sur Paikairoo, d'où il tombe dans un vaste bras de mer navigable qui s'étend de Coringa à Yanaon.

Le canal de Muskapilly. Il traverse les marais d'Ingérum et se divise en deux branches dont l'une aboutit dans le bras gauche du Godavéry, entre Ingérum et Yanaon; l'autre branche se réunit au canal de Takee, près de Doogadoor, et pousse deux rameaux, l'un sur la crique de Coringa, l'autre sur la bouche du Godavéry, à Neelapilly.

Tous ces canaux servent aussi pour l'écoulement des pluies de cette partie du delta dont ils occupent les thalwegs.

Le Tooliah-Bagah et ses branches étaient les seuls parmi eux qui pouvaient immédiatement et sans travaux complémentaires recevoir les eaux de la retenue du grand barrage.

En 1846, lorsqu'on exécuta l'embranchement de Samalcottah, le Tooliah-Bagah élargi présentait, lorsqu'il y avait 5^m.66 d'eau dans la rivière, une section d'eau de 43^m.472 quarrés, et un débit de 7645^m.800 cubes dont il cédait le tiers à la branche de Samalcottah et qui suffisait à l'irrigation de 20233^h.550.

En 1848, l'ingénieur Cotton obtint l'approbation d'un projet destiné à rendre le Tooliah-Bagah navigable par la construction d'écluses et de déversoirs de superficie à Chindapilly et à Cowoor.

2° La division du centre était complètement dépourvue de canaux d'aménée proprement dits. Son territoire ne recevait

d'eau que pendant un très-petit nombre de jours de l'année par de petites vannés construites dans la digue de la rivière.

Les colatures et les eaux pluviales s'écoulaient par deux émissaires principaux, qui recevaient aussi les eaux des crues avant que le Godavéry ne fût endigué.

L'un à l'est, le Cowséca Calwah, coule d'abord à une distance de quelques kilomètres de la digue du bras oriental, puis s'infléchit à droite sur Amlapoor et aboutit près de Payroor, dans le petit bras du Godavéry, qui se détache du bras occidental près de Gunnarum, à une distance de 21 kilomètres, et qui tombe dans la mer à Bendamoorlunka.

L'autre émissaire principal est le Gorinkala Calvah, à l'ouest ; il coule à 2 ou 3 kilomètres de la digue du Godavéry occidental, et se décharge dans le bras secondaire déjà cité par deux branches distinctes. Ces vieux canaux étaient en mauvais état ; rien que comme émissaires, ils avaient grandement besoin d'être élargis et redressés.

3° Dans la division de l'ouest, en suivant l'ordre d'amont à l'aval, on trouvait, servant à la fois pour l'irrigation et pour la décharge des eaux pluviales :

Le vieux et le nouvel Apparow, qui tombent dans le Veyairoo, ancien canal de dérivation qui se détache de la rivière à quelques kilomètres au-dessus de Radjamundry, et qui pousse à l'ouest une branche importante, le Venkiah.

L'Oossoolamurroo, qui alimente la Gosta Nuddee, concurremment avec le Veyairoo ; ce dernier, lors des grandes crues, déborde et se jette dans une dépression depuis un lieu appelé Rala Muddoogoo, jusqu'à ce qu'il atteigne le Gosta Muddee. Il était naturel de perfectionner cette voie d'écoulement, en exécutant une coupure de quelques kilomètres, à partir de la berge du Veyairoo, pour que le Gosta Muddee fut constamment alimenté d'eaux venant de l'amont du grand barrage.

Le Boopiah, qui se détache à Kakarapurroo à 16 093 mètres au-dessous de la tête du delta.

Le Pamoloo, ou Muckla Channel, formé de plusieurs prises d'eau dans la rivière, dont les principales sont à Kundrellu, Siddantum et Asuntha. Il paraît avoir été originellement un creux naturel que l'on a emprunté; il se termine à Yellamunchilly, dans un vaste réservoir en communication avec le Godavéry.

Le Veyairoo, le principal des canaux préexistants au grand barrage dans l'ouest du delta, était dans des conditions pareilles à celles du Tholiah Bagag, sauf que ses dimensions étaient beaucoup plus considérables. Se détachant du Godavéry à environ 6 437^m.20, après sa sortie des montagnes, il a une direction presque parallèle à celle du fleuve jusqu'en face du grand barrage. Là, il reçoit le vieux et le nouvel Apparow; puis il court vers l'ouest et se termine dans le lac Colair. A cause du niveau très-bas auquel il coule et de l'encassement de son lit, le Veyairoo ne rendait que peu de services tant qu'il n'était point parvenu à une distance considérable de son point de départ.

Le Venkiah, qui fait suite au Veyairoo, conduit l'eau à plusieurs villages et à une partie de leurs étangs du côté du lac Colair. Pendant les crues, il se décharge près du village de Tipparoo dans l'Oopitair, qui forme lui-même la décharge du lac Colair.

Il concourt avec le Veyairoo à l'inondation de la partie orientale ou de gauche d'un vaste territoire qu'on peut définir le bassin du lac Colair et de l'Oopitair, bassin dont le versant oriental ou de droite est submergé par les débordements du Tummilair et du Boodivair.

V. — *Travaux exécutés jusqu'en 1853 pour l'aménagement des eaux.*

Le premier système auquel on s'arrêta pour l'aménagement des eaux consistait :

1° A alimenter, à partir du grand barrage, ceux des anciens canaux d'irrigation pour lesquels cela était possible.

2° A établir le long de chaque rive, de chacun des deux bras au pied des levées d'endigüements, un canal d'amenée. Ce canal pouvait servir à irriguer les terrains élevés qui bordent la rivière : il pouvait en même temps alimenter à la fois ceux des anciens canaux dont les prises d'eau étaient situées à l'aval du grand barrage, et un réseau de moindres canaux à creuser intermédiairement ; ceux-ci devaient comprendre entre eux et entre les anciens canaux des étendues à peu près égales à irriguer ; ils devaient s'étayer transversalement à la pente naturelle du terrain suivant des lignes presque parallèles, de manière que les colatures et les pluies s'écoulassent soit d'une ligne dans la ligne inférieure, soit dans les émissaires anciens. Une partie de ce réseau devait être alimentée par les anciens canaux adoptés pour artères principales d'irrigation, et le reste par les nouveaux canaux longeant les rives. On avait reconnu, dès le commencement, la nécessité de relever sur plusieurs points, par des barrages-déversoirs, la tenue d'eau d'un certain nombre de canaux d'amenée principaux dans l'intérêt de l'irrigation ; on avait constaté l'avantage de faire servir aussi pour la navigation les biefs ainsi créés, en adjoignant une écluse de navigation à chaque barrage et en aménageant convenablement les pentes de fonds et de surface des biefs.

Beaucoup d'entre eux ne reçurent point tout d'abord leur largeur définitive, mais furent agrandis successivement, à mesure qu'ils avaient à alimenter des irrigations plus étendues.

La plupart des canaux d'amenée aboutissant soit à la mer, soit à des fleuves, criques, bras de fleuves, mortes ou marais en communication avec elle, furent terminés chacun par un barrage avec écluses s'élevant au-dessus des marées, de manière à isoler de la mer, dans l'intérêt des irrigations, la partie du canal à l'amont, et à la mettre, par la ma-

nœuvre de l'écluse, en communication avec la mer à marée haute dans l'intérêt de la navigation.

Dans ce projet primitif, on n'avait pas fait une séparation bien tranchée entre les canaux qui ne pouvaient servir qu'à l'irrigation seulement et ceux qui devaient définitivement être rendus navigables ; on ne s'était point encore attaché systématiquement à séparer les uns des autres les canaux d'aménée et les colateurs ou les émissaires d'écoulements anciens.

Divisions de l'est et du centre. — 1° Dans la division de l'est (voir Pl. 14, fig. 1), on avait en activité, outre le canal riverain du fleuve qui s'avancait jusqu'à Muskapilly :

Le canal de Samalcottah, à la limite nord des territoires à irriguer, égouttant les terrains immédiatement supérieurs ;

Le Thooliah Bagah, ayant un tronc commun avec le précédent, égouttant ses colatures et les eaux pluviales des terrains intermédiaires, et déchargeant ses eaux de surplus dans la rivière de Cocanada, où elles peuvent être utilisées pour les chasses prévues au projet d'amélioration du port. Il est divisé en trois biefs navigables par trois barrages avec écluses ; il unit le port de Cocanada au grand barrage, et par suite à tout le delta du Godavéry, et même à celui de la Kistnah. Pour ce motif, on lui a donné le nom de canal de Cocanada. A la deuxième écluse, une branche s'en détache sous le nom de canal de Vandra. Elle s'avance jusqu'à Gollapalem, où plusieurs rameaux la mettent en communication avec Coringa ;

Le petit canal du Sopella (non figuré sur la carte), se détachant du tronc commun aux deux canaux précédents ;

Le canal de Takee, alimenté par le canal de rive passant au-dessous de Rachendrapoorom, et aboutissant à un bras navigable à l'aval de Paikairoo, écoulant les eaux des régions irriguées par les canaux de Sopella et de Thooliah Bagah, et déchargeant ses eaux de surplus dans la rivière de Coringa, tandis que les eaux des contrées qu'il irrigue lui-

même s'écoulaient dans les terrains bas à l'aval de Doogadoor.

2° Dans la portion du centre, le canal d'amenée principal, à partir du vannage de prise d'eau en tête du territoire, suivait une direction médiane jusqu'à près de Rallee sur 15 kilomètres de longueur, à travers un terrain qui, en raison de son élévation, ne peut être irrigué qu'à partir du village de Wasuntarvada, situé à une distance de 9 kilomètres et demi de la prise d'eau.

De ce tronc, on avait poussé deux branches, l'une à l'est, tombant près du village de Kotapetta, dans la Cawséca Calvah (*), et l'autre à l'ouest, longeant, à partir de Rallee, la digue de Godavéry, alimentant le Gorinkala Calvah, qui s'en sépare à 4 kilomètres à l'aval de Rallee, et se divisant à Butterpalem en deux branches, dont l'une suit la berge du bras secondaire le *Vinathéam* jusqu'au coude à l'aval de Kothapilly, et dont l'autre traverse le *Vinathélam*, et continue à suivre la digue du bras occidental jusqu'à Lukanaïthepully. Le Cowséca Calvah avait été élargi et régularisé, ainsi que le Gorinkala Calvah, de telle sorte que tous deux servirent pendant quelque temps pour l'irrigation et même pour la navigation; mais plus tard on les affecta exclusivement à l'écoulement des colatures et des eaux pluviales.

Le canal de rive traverse, de Butteralapalem à Sinnagunnarum par un grand aqueduc dit de Gunnarum, le bras secondaire du Godavéry, et se continue le long de la digue du bras principal jusqu'à Sukeencythapilly.

Voici quelques détails sur le grand aqueduc de Gunnarum. Cet ouvrage a une longueur totale entre les culées de 685^m.64. partagée entre 49 arches, chacune de 12^m.20 de portée, supportées par quarante-huit piles, chacune de 1^m.83 d'épaisseur au sommet, avec fruit de 1^m.68 sur une hauteur

(*) Le mot *Calvah* indique toujours un émissaire naturel d'écoulement.

de 2.88. Les culées présentent de chaque côté, au lieu de murs en ailes rectilignes, des segments de cercle de 10^m.67 de diamètre, se terminant à des murs en retour de 4^m.57 de longueur chacun, qui relient l'aqueduc aux levées du canal. Ces murs des culées et les piles reposent sur des puits de 1^m.68 de diamètre, descendant dans le sable à une profondeur de 2^m.44 au-dessous du fond. Ils sont recouverts d'un radier qui, sous vingt-cinq des arches, est formé d'un béton fortifié par cinq chaînes de maçonnerie en briques de 0^m.61 de largeur; sous les vingt-quatre autres arches, il est en libages et pierres brutes; il a 0^m.30 d'épaisseur, et il repose sur cinq lignes de puits, chacun de 1^m.20 de diamètre et 0^m.90 de hauteur, recouverts par les chaînes de maçonnerie dont il vient d'être parlé et qui courent dans toute la longueur du radier.

Les piles ont une hauteur totale de 3^m.51 entre le radier et la naissance des arches; celles-ci ont une flèche de 2^m.13 et une épaisseur uniforme de 0^m.76. Les murs forment à l'extérieur comme des parapets au-dessus de l'extrados à la clef, et, à l'intérieur, les pieds-droits de la cuvette du canal; ils ont 1^m.80 de haut avec 0^m.60 d'épaisseur au sommet et 0^m.90 à la base, et laissent entre eux un intervalle variable de 6^m.71 à 7^m.32. Ils sont surmontés chacun de deux cours de balustrades légères en bois de 1^m.05 de hauteur, comprenant entre elles une voie pour les piétons de 1^m.80 de largeur. Les tympans ne sont pas pleins; il y a une pente totale de 0^m.66 sur la longueur de l'aqueduc, ce qui donne une pente de près de 1 millimètre par mètre, d'où résulte une grande vitesse.

On avait exécuté un avant-radier en pierres perdues de 9 mètres de largeur et un arrière-radier de 18 mètres de largeur.

Le dessin architectural est plat; en élévation, on ne voit qu'un mur percé d'une série d'ouvertures, massif et lourd, paraissant présenter un très-grand excès de stabilité. Toute

la construction est en briques maçonnées avec de l'excellent ciment ; les briques ont des dimensions exceptionnelles de 0^m.457 de long sur 0^m.15 de large et 0^m.076 de haut. Pour faciliter la cuisson, elles sont percées transversalement à la longueur d'un petit trou circulaire de 0^m.0127 de diamètre, servant pendant la cuisson à amener et uniformiser la chaleur dans l'intérieur et à écouler l'humidité. Ce système a parfaitement réussi partout où on en a essayé. Au commencement, il paraissait exiger plus de main-d'œuvre pour le moulage, mais avec l'habitude, cette différence dans le temps de la fabrication est devenue à peu près insignifiante.

L'aqueduc peut débiter par seconde 20 mètres cubes, avec lesquels on peut complètement irriguer 10 500 hectares de rizières ; la surface totale des terrains cultivables est d'environ 19 500 hectares ; la proportion des terrains dont l'irrigation est assurée par l'aqueduc à ceux dont la culture reste dépendante des pluies locales et des débordements, est beaucoup plus grande pour cette portion du territoire qu'elle ne l'est dans tous les districts irrigués de cette partie de l'Inde, et elle est supérieure aux besoins de l'agriculture. Ce grand ouvrage a été exécuté en trois mois, au commencement de 1853, en barrant le bras secondaire et en détournant les eaux dans le Godavéry oriental. On ne pouvait tenir à un niveau plus élevé le plafond du canal d'amenée sans donner aux levées, aux abords, une hauteur excessive, entraînant d'énormes dépenses et un relèvement dangereux des crues dans toute la vallée.

On adopta, en conséquence, ce niveau, par suite duquel l'ouvrage se trouve en entier au-dessous de la ligne des plus hautes eaux, et fonctionne, par rapport au bras qu'il barre, comme un déversoir à la fois de fonds et de superficie, apportant au débouché des grandes eaux ou à la section d'eau pendant les crues une réduction, qui est à cette section dans le même rapport que celui existant au grand bar-

rage du Godavéry entre les quantités ou éléments de même nature.

On ne saurait cependant se dissimuler que le parti auquel on s'est arrêté est très-hardi, et qu'il eût même été fort téméraire, si l'obstacle que l'on avait ainsi créé ne s'était pas trouvé dans une situation tout à fait exceptionnelle, en tête d'un bras secondaire et de décharge, où les eaux ne pouvaient acquérir qu'une vitesse et une hauteur limitées, à partir desquelles elles devaient s'écouler naturellement par le bras principal. Celui-ci, recevant ainsi plus d'eau, devait s'agrandir à chaque grande crue, et par là, le danger qui menaçait l'aqueduc devait aller en diminuant et disparaître presque entièrement par un changement de répartition des crues entre les deux bras.

Quelques mois après l'achèvement de l'aqueduc de Gunnarum, il y eut une crue extraordinaire qui dépassa de 1^m.50 à 1^m.80 le sommet des pieds-droits de la cuvette, faisant ainsi disparaître sous les eaux toute la construction. Sa hauteur, d'environ 9 mètres, était exceptionnelle, il est vrai, mais non hors de toutes les prévisions que l'on devait avoir en projetant l'ouvrage. La section au-dessous du niveau de cette crue est approximativement de 670 mètres carrés; celle laissée aux eaux par les ingénieurs est de 280 mètres carrés.

L'aqueduc essuya alors de fortes avaries; le mur en aile, haut et massif, fut rompu et tomba à plat au milieu des arches, qui laissèrent voir des lézardes considérables, dont l'une était même dangereuse. Cependant, lorsque j'ai visité cet ouvrage en 1866, il était en très-bon état et n'avait éprouvé aucun accident. Il n'y avait sous les voûtes que quelques suintements insignifiants. Je n'ai pu vérifier si la branche de Godavéry, qui se détache à l'amont du passage de Gunnarum, a été élargie par l'action des eaux depuis la construction de l'aqueduc.

Division de l'ouest; lac Colair. — Dans la division de

L'ouest, le canal d'amenée, partant de la prise d'eau de Veyajshwaram, se dirigeait d'abord à peu près dans la direction du prolongement de la ligne du grand barrage jusqu'à sa rencontre, à 1 600 mètres à l'amont de Nidadavole avec l'Apparow, qu'il empruntait sur une longueur de 4 kilomètres et demi; ensuite, il se divisait en deux branches, l'une à l'est et l'autre à l'ouest; celle-ci suivait d'abord le lit du Veyairoo, puis celui du Venkiah jusqu'à Pirimilli, où l'on avait construit un barrage avec écluse. De ce point partent trois grands émissaires : celui de Nidamool, qui aboutit au lac Colair, le Veyairoo, qui passe à Akeed, et le canal d'Oondee, qui emprunte son nom à cette place. L'eau de surplus de ces deux canaux traverse par différentes petites criques le marais salé jusqu'à l'Oopitair, décharge du lac Colair.

Le canal d'amenée à l'est court vers Kakerapurroo, qui lui donne son nom. Dans cette direction on rencontre s'embranchant successivement sur lui :

1° Le cours du Gosta Nuddee, alimenté aussi par l'Oossalampurroo Calvah, qui croise le canal de Kakerapurroo, après avoir pris ses eaux au Godavéry, au village de ce nom, et par un canal dérivé du Godavéry, immédiatement à l'amont de Kakerapurroo; celui-ci, après avoir croisé le canal de Kakerapurroo, forme la tête du Boopiah ou canal de Pontairoo, le plus rapproché de la Gosta Nuddee. Il forme aussi à l'est et à l'amont la tête du canal de Paullakooloo, ligne navigable qui aboutit à Nursapur.

2° L'Oossalampurroo, qui croise le précédent.

3° L'ancien canal dérivé du Godavéry, qui vient d'être mentionné au n° 1.

4° Le lit de la Nuckla Calvah ou du Paomooloo, qui forme le prolongement du canal de Kakerapurroo à l'aval de la place de ce nom.

Enfin, on avait exécuté le long de la digue du Godavéry, jusqu'à Yellamunchilly, un canal d'amenée, commençant à

L'ancienne prise d'eau ci-dessus mentionnée au-dessus de Kakerapurroo.

On avait amélioré un peu la situation du pays situé à l'aval du lac Colair, en construisant des digues le long du Godavéry et de la Kistnah et en fermant les anciennes prises d'eau dans ces rivières, de manière à empêcher tous les débordements sur le territoire, en même temps que l'on faisait les travaux nécessaires pour alimenter plus abondamment et plus régulièrement le Veyairoo et le Boodivair. Il restait à se défendre contre les débordements de ces deux émissaires et du Tummilair.

VI. — *Système des canaux de navigation, d'irrigation et de décharge exécutés en 1866. — Résultats économiques.*

N° 1. *Description générale.* — Le réseau des canaux du Godavéry a été exécuté dans le système exposé aux deux premières pages du titre précédent (pages 78 et 79), avec cette différence que l'on a séparé autant que possible les canaux qui servent directement à l'irrigation de ceux affectés à la navigation, et que l'on s'est attaché systématiquement à séparer les uns et les autres des émissaires naturels d'écoulement des eaux pluviales et des colateurs que les canaux d'irrigation empruntaient autrefois.

Généralement, entre deux canaux principaux quelconques se trouve un thalweg naturel principal qui sert à écouler à la fois les colatures et les eaux pluviales. Par exception, des canaux traversent les thalwegs quand cela est nécessaire, pour que le réseau de ces canaux se ramifie proportionnellement aux surfaces à irriguer. On peut en dire autant des canaux secondaires ou d'embranchement, qui généralement sont situés entre deux thalwegs secondaires, ou bien forment des séries de lignes parallèles et transversales à la pente la plus forte du terrain, et dont chacune s'égoutte dans la ligne immédiatement inférieure.

De grands canaux de navigation parcourus par les ba-

teaux à vapeur unissent directement le barrage de Rajahmundri à tous les points importants sur la côte ou près d'elle, et au réseau des canaux de navigation de la Kistnah.

1° Sur la rive gauche du Godavéry (voir Pl. 14, *fig.* 1), ces points sont : Samalcottah, qu'un canal de navigation unit à Cocanada ; Coringa, dont le canal s'embranché à la fois sur celui de Cocanada et sur celui d'Yanaon ; enfin, Yanaon, à l'extrémité du canal qui suit le pied de la digue gauche du bras gauche du Godavéry.

Dans la partie du territoire où les quatre canaux qui viennent d'être énumérés laissent entre eux trop d'étendue, on a exécuté les lignes intermédiaires de Mundapetta et d'Ingerum.

2° La partie centrale du delta entre les deux branches du Godavéry, qui est la plus riche et la plus anciennement irriguée, a, au centre, une ligne de navigation principale qui aboutit à Amallapoor, et de laquelle se détachent à l'amont de Rallee deux embranchements qui suivent chacun le pied d'une des digues du Godavéry.

3° La partie du delta située sur la rive droite du Godavéry a quatre lignes de navigation et d'alimentation principales.

La première, le long de la digue du Godavéry, se termine dans cette rivière un peu à l'amont de Narsapur ;

La seconde, entre le thalweg de la Nuckla et celui du Gontairoo, passe à Paullakoloo, dont elle emprunte le nom, à Narsapur, où elle est mise en communication avec le Godavéry par un embranchement navigable, et enfin se retourne à angle droit sur Mogaltur ;

La troisième suit sur une certaine longueur le cours de Venkiah et du Veyairoo. Un peu à l'amont d'Akeed, village dont elle prend le nom, un embranchement navigable la met en communication avec le lac Colair ; elle aboutit à l'Oopitajr (décharge du lac Colair), dans une partie de ce cours d'eau qui est navigable jusqu'à la mer.

La quatrième ligne est celle d'Ellore, qui unit par une ligne presque droite les barrages de Bezoorah et de Rajahmundry. On verra au chapitre suivant les sections et pentes de ce canal de navigation qui fait partie aussi du système alimenté par la Kistnah. Les autres lignes ont des dimensions semblables à celles de ce système qui seront données en détail.

N° 2. *Détail des ouvrages.* — J'ai relevé en 1866 les croquis des ouvrages à la bifurcation du canal de Rallee, sur la gauche de la ligne principale : ces croquis sont reproduits aux *fig.* 6, 7, 8 de la Pl. 14.

Le plan général de la *fig.* 6 montre que les écluses sont, là comme ailleurs, situées dans la direction des biefs de navigation à l'aval, et même, s'il est possible, de ceux à l'amont ; elles forment un passage rétréci ; autour de ce passage contourne une seconde branche du canal d'une largeur peu inférieure à celle du canal principal, sur laquelle se trouve un pont à vannes régulateur établi au-dessus d'un barrage déversoir.

Le plus complet des deux déversoirs est représenté au croquis de la *fig.* 7, Pl. 14 : cet ouvrage appelé Calingulah est établi dans le canal *a* contournant l'écluse ; il sert à régler la transmission des eaux d'alimentation, soit pour la navigation, soit pour l'irrigation.

m et *n* sont deux tiges en fonte placées sous chaque travée, et, un peu à l'amont, implantées et maintenues dans le corps du barrage qu'elles surmontent de 1^m.20 environ, laissant entre elles et de chaque côté jusqu'aux piles un intervalle de 1^m.20 (4 pieds) ; elles reçoivent du haut du tablier des vannes en bois dans des rainures qu'elles ont sur chacun de leurs côtés ; *xy* est le niveau du barrage déversoir de surface.

k, k, k, etc., sont des ouvertures de 0^m.20 à 0^m.30 de largeur recevant des vannes de fond. Ces ouvertures sont destinées à maintenir le fond du canal autant que possible

au même niveau à l'amont qu'à l'aval du barrage, au moyen de chasses; on diminue ainsi le nombre des curages nécessaires à l'amont.

Le niveau *xy* correspond à la tenue d'eau minimum dans le canal. Les vannes du dessus forment une retenue temporaire pour emmagasinement d'eau après les crues.

L'ouvrage de même nature (*b* du plan de la *fig.* 6, Pl. 14) situé sur l'autre branche du canal est plus simple; il a moins d'ouverture de fond.

La *fig.* 8 de la Pl. 14 représente le croquis d'une travée en plan.

N° 3. *Résultats économiques des travaux.* — Sur les 48600 hectares (120 000 acres) dont se compose la surface irrigable du delta du Godavéry, les deux tiers sont maintenant arrosés; le rapport du gouvernement de Madras pour 1860-61 constate que la richesse du pays s'est développée largement de toutes manières depuis l'exécution des travaux. Le revenu territorial pour le trésor a doublé, le mouvement des marchandises a augmenté dans le rapport de 1 à 30, celui des voyageurs dans le rapport de 1 à 7, l'exportation dans le rapport de 1 à 12, et l'importation a suivi le même progrès.

Avant les travaux, le revenu territorial pour le trésor était moyennement par année de 5 625 000 fr. (225 000 livres sterling). Pendant les seize années qui ont suivi le commencement des travaux, les terres ont rendu au trésor, en plus de cette moyenne, déduction faite de l'entretien des ouvrages, 37 millions et demi (1 500 000 livres sterling) ou le triple de la défense des travaux pendant cette période.

A la fin de l'exercice 1863-1864, le montant total des travaux était de 10 millions et demi (420 000 livres sterling), le revenu annuel de 10 millions et quart (410 000 livres sterling), ce qui constitue une augmentation sur l'ancien revenu de 5 625 000 francs, qui, en déduisant l'entre-

tien du canal 1 million, donne un bénéfice annuel net pour le trésor de 4 625 000 francs, soit 42 pour 100 de la dépense des travaux. Les canaux de navigation sont francs de tout droit.

Lorsqu'on aura complété le système de manière à irriguer toutes les terres qui peuvent l'être et à avoir un développement de canaux navigables de 1 609 kil. (1 000 milles) ; la dépense totale des travaux sera de 12 500 000 francs (500 000 livres sterlings), dont l'intérêt à 5 pour 100 est de 625 000 (2 500 livres sterlings). En comptant autant pour l'entretien des travaux, on a pour dépense annuelle totale 1 250 000 francs, soit 25^f.72 par hectare de terrains irrigués : ces terrains ont en outre l'avantage d'être desservis par un système complet et très-détaillé de magnifiques canaux de navigation en communication avec la mer et sur lesquels circulent sans payer aucun droit des transports à toute vitesse.

La taxe annuelle de l'eau pour irrigation est, comme dans le delta de la Kistnah, de 17^f.18 par hectare (6 schellings par acre).

En outre, les terres sont classées pour l'impôt foncier suivant leur produit. Excepté dans les pays où il y a des clauses contraires consignées dans des traités, l'impôt est, en général, le tiers du revenu brut sur le territoire anglais.

CHAPITRE IV.

LA KISTNAH.

I. — Description du fleuve.

§ 1. *Géographie.* — La Kistnah prend ses sources dans les Gathes occidentaux, près de Kummulghur, dans la division de Poonah, à la latitude de 18 degrés et la longitude

Est d'environ 72 degrés, à 1 degré en latitude au Sud et 1 degré en longitude à l'Est de Bombay ; à ce dernier degré près, elle traverse de l'ouest à l'est toute la péninsule jusqu'à la côte de Coromandel qu'elle atteint un peu au-dessous de Masulipatam, au 16° degré de latitude et au 79° degré de longitude Est, après un parcours d'environ 1 000 kilomètres. Son bassin a une étendue de 904 kilomètres carrés. Il touche au Nord, sur toute sa longueur, depuis les Gathes jusqu'à la mer, le bassin du Godavéry, et au sud celui du Cavéry, sur une longueur de 250 kilomètres environ à partir des Gathes.

Quoique les sources de la Kistnah soient à un niveau très-élevé, le pays qu'elle traverse dans la partie supérieure de son cours n'a pas un aspect tourmenté ; c'est une vaste plaine qui s'étend du sud-est au nord-ouest entre des monts qu'on peut à peine apercevoir au nord et au sud à une grande distance. Ses berges hautes et roides sont formées d'une terre noire mêlée de sable. La contrée est ondulée et présente çà et là quelques chaînes de collines de basalte brisé. Dans quelques parties ce sont de vastes plaines couvertes d'un gazon rabougri où paissent de nombreux troupeaux d'antilopes.

Après avoir reçu le Gutpurba et le Mulpurka sur sa droite, le fleuve longe d'abord et traverse ensuite le Nizam, recueille sur sa gauche le Booma et sur sa droite le Toongabudra, pénètre dans les gorges rocheuses des Gathes orientaux et en sort à Chintapilly pour entrer dans la plaine. A Boburlunka (Pl. 14, fig. 1), à 152 kilomètres à l'aval, il se divise en deux bras dont l'un va au sud-est se jeter, après un parcours de 48 kilomètres, dans le golfe du Bengale, à la pointe de Divy ; l'autre qui court vers le sud forme avec le premier un delta traversé par une branche détachée du bras méridional et par plusieurs rameaux venus des bras principaux.

§ 2. *Régime.* — La Kistnah est sujette à deux séries de crues périodiques par an ; la première et la principale est

due à la mousson du sud-ouest qui inonde de pluies torrentielles la chaîne des Gathes orientaux, le Mysore et les autres parties élevées de son bassin ; elle a lieu à la fin de l'été.

L'autre crue périodique arrive en octobre, occasionnée par les pluies locales apportées par la mousson du nord-est et elle est très-faible relativement à l'autre.

En raison de la pente rapide de son lit et des rochers dont il est parsemé, la Kistnah au-dessus de sa bifurcation n'est point navigable, pas même pour de petits bateaux, sur de courtes distances.

La Kistnah, dans les 129 derniers kilomètres de son cours, roule sur un lit de sable dont la largeur est généralement de 3 à 4 kilomètres, y compris des îles assez étendues parsemées sur toute cette longueur, et qui sont cultivées, mais sans habitants.

Le lit est encaissé de 6 à 12 mètres. Au fond se trouve habituellement, même dans la saison sèche, un petit courant coulant sans interruption à 9 mètres moyennement en contre-bas des berges, très-étroit et alimenté seulement par les sources qui sortent du sable. De juin à novembre la rivière est continuellement soit en hausse, soit en baisse ; elle déborde de temps en temps pendant un ou deux jours à l'aval de Bezawada qui est à 97 kilomètres de la mer, et, après le débordement, elle baisse en vingt-quatre heures environ de 1^m.80 à 2^m.44 ; puis elle se maintient pendant une huitaine ou une dizaine de jours entre 2^m.44 et 3 mètres en contre-bas de ses berges.

En 1837, il y eut dans le courant des mois de juillet, août, septembre, octobre, trente-cinq jours pendant lesquels la rivière ne descendit pas à plus de 2^m.74 au-dessous de ses berges. Tout le reste du temps pendant ces mêmes mois, elle fut entre 2^m.75 et 4^m.70 au-dessous de ses berges, n'occupant, par conséquent, que la partie basse de son lit.

Lors des plus fortes crues, la vitesse de surface dans les 129 kilomètres que nous considérons, n'a jamais dépassé 1^m.34 par seconde ; la pente de surface est d'environ 0^m.205 par mètre à l'amont de Bezawada quand l'eau est à 2^m.74 en contre-bas des berges, et d'environ 0^m.173 à l'aval de Bezawada, point où la rivière sort définitivement des montagnes dont les contre-forts la réduisent brusquement dans cet endroit à une largeur de 1189 mètres.

§ 3. *Insuffisance ancienne pour les irrigations.* — Lorsqu'elle ne reçoit que les crues de ses affluents occidentaux ou de gauche, la Kistnah, comme on l'a vu, n'est jamais dans sa dernière partie qu'une rivière à demi-pleine, et, par conséquent, n'arrosant point naturellement le pays environnant. Aussi, avant qu'on eût construit un barrage, on ne pouvait avec ses eaux irriguer le district de Masulipatam qu'aux époques où il avait plu avec beaucoup d'intensité entre les districts cités et la mer, c'est-à-dire seulement pendant quelques jours de l'année.

Le district de Guntur manquait d'eau non-seulement pour les irrigations, mais encore pour les hommes et les bestiaux. A l'époque de la sécheresse, les habitants pauvres avaient souvent plusieurs kilomètres à faire pour aller chercher leur eau : ils étaient obligés d'attendre le jour et la nuit qu'il en sortit des sources au fond des puits une quantité suffisante pour remplir leurs pannerelles. Ceux qui possédaient des puits dans des étangs étaient obligés d'y maintenir des gardiens : les autres habitants étaient forcés d'acheter leur eau. Dans la famine de 1832, plus de deux cent mille personnes périrent en quelques mois sur une population d'un peu plus de cinq cent mille âmes. Les famines précédentes sont réputées avoir détruit chacune le tiers des habitants des districts dans lesquels la sécheresse était générale, et l'on regarde cette proportion comme la moyenne des mortalités occasionnées par les famines dans l'Inde quand les causes naturelles de ce fléau ne sont point combattues.

La perte de revenus causée par la famine de 1852 fut énorme. Outre les hommes, il périt au moins deux cent mille bestiaux et soixante-dix mille habitations furent détruites.

§ 4. *Emplacement convenable pour un barrage de dérivation* (Pl. 14. fig. 1). — En remontant la Kistnah jusqu'à 209 kilomètres depuis la mer, on ne trouve aucun passage aussi rétréci que celui de Bezawada (un kilomètre de largeur). Immédiatement à l'aval et à l'amont, le fleuve s'élargit rapidement jusqu'à 4 kilomètres qui forment sa largeur moyenne à l'aval. A l'amont on ne trouve aucun emplacement favorable pour un barrage. Il y avait donc nécessité de choisir Bezawada, en utilisant les anciens étangs répandus en assez grand nombre dans le pays. Au delà, le fleuve coule sur la crête d'une bande de terrain dominante formée de ses propres dépôts pendant des siècles; cette bande présente de chaque côté, à partir de la rivière, des pentes d'abord rapides et ensuite de plus en plus faibles. Du côté de l'est elles se terminent au thalweg du bassin du lac Colair. Cette forme du terrain permet au barrage de Bezawada d'irriguer, à l'aide d'un réseau de canaux, plus de 200 000 hectares dans chacun des districts de Guntur et de Masulipatam qui, autrefois désolés par la sécheresse, ont vu leur revenu doubler par l'irrigation.

II. — *Barrage de Bezawada* (*).

§ 1. *Projet primitif*. — D'après les études et sur le rapport de l'ingénieur Lakes, le comité des travaux publics de Madras fit, pour cet ouvrage, les propositions suivantes :

« Le barrage aura à la crête une longueur de 1 176 mè-

(*) L'emplacement du barrage de la Kistnah, à Bezawada, est indiqué sur la carte de la Pl. 14, fig. 1. Pour les dispositions de l'ouvrage, voir les fig. 16, 17, 18 de la Pl. 15, et les fig. 1, 2, 3, 4, 5 et 6 de la Pl. 16.

« tres; les culées et piles du pont au-dessus, ensemble une
 « longueur de 155 mètres, et les pertuis, y compris leurs
 « murs en aile, une longueur de 109 mètres.

« La fondation du barrage variera avec la profondeur de
 « la rivière. Dans les parties basses du lit, elle se composera
 « d'un massif de pierres brutes échouées jusqu'au niveau de
 « l'étiage. Dans les parties élevées du lit on coulera, suivant
 « les lignes extrêmes d'amont et d'aval du barrage, des puits
 « descendant autant que possible jusqu'au-dessous du ni-
 « veau de l'étiage. Sur ces fondations on élèvera simultanément
 « sur toute sa longueur le corps du barrage; il présentera
 « un mur presque vertical à l'amont, et, à l'aval, un
 « mur terminé par une surface courbe; l'un et l'autre seront
 « en maçonnerie ordinaire de moellons bruts, l'espace entre
 « les deux sera rempli de pierres brutes sans mortier; le
 « couronnement se composera d'une maçonnerie ordinaire
 « de moellons revêtue, partout où besoin sera, de pierres
 « de taille, ainsi que la surface courbe d'aval.

« Il y aura à l'aval du barrage un radier de 27 mètres et
 « demi de large sur 1^m.83 à 2^m.44 de profondeur moyenne.
 « On établira à une distance de 11 mètres de chaque berge un
 « pertuis servant de déversoir de fond. Chaque pertuis ren-
 « fermerá quinze vannes chacune de 1^m.83 de large sur 3^m.05
 « à 4^m.57 de haut. Ces pertuis auront à l'amont et à l'aval des
 « radiers en pierres de taille et un arrière-radier de 46 mè-
 « tres de largeur sur 3 mètres de profondeur moyenne. Ils
 « se relieront par leurs murs en aile avec les pertuis de prise
 « d'eau. Au-dessus de chaque pertuis on établira une voie
 « en pente vers la rive et conduisant au barrage, de ma-
 « nière à procurer une communication facile pendant la
 « plus grande partie de l'année jusqu'à ce que l'on ait
 « construit un pont sur le barrage.

« Il y aura sur chaque rive un pertuis de prise d'eau de
 « quinze vannes ayant chacune une largeur de 1^m.83 et une
 « hauteur de 2^m.13 à 2^m.74 et séparées entre elles par trois

« larges piliers et douze petits. Chaque pertuis aura des radiers en pierres de taille à l'amont et à l'aval, et un arrière-radier de pierres perdues comme d'ordinaire. Le seuil de chaque vannage sera à 1^m.22 en contre-bas de la crête du barrage. Au joignant de chaque vannage, il y aura une écluse pour l'introduction des bateaux dans les canaux. Les sas auront 18^m.28 de long sur 4^m.88 de large.

« Pour permettre aux bateaux de rentrer en rivière, une écluse détachée sera construite sur un point convenable dans la berge du canal de Bézawada. »

On voit que le système de construction proposé pour le massif du barrage était la reproduction de celui qui avait été employé au barrage des Rajas sur le Cavéry, et sur le Godavéry pour le barrage de la branche de Rallee, dont on n'avait pu détourner les eaux dans une autre branche. On se trouvait en effet à Bezawada dans les mêmes conditions, puisqu'on avait à barrer un lit de rivière qui n'était point divisé en plusieurs parties séparées.

L'ingénieur en chef Cotton, consulté, formula, sur ces propositions, l'avis suivant.

§ 2. *Avis de l'ingénieur en chef Cotton.* — « La profondeur du sable qui forme le lit de la rivière au passage de Bézawada est trop grande pour que l'on puisse songer à descendre les fondations jusqu'au roc situé nécessairement au-dessous. Mais cela n'est point un obstacle à l'exécution du barrage, puisque le sable forme une excellente fondation toutes les fois qu'on peut l'isoler complètement de l'eau courante. Ce résultat peut être obtenu en pareils cas au moyen d'un revêtement de blocs d'enrochement échoués sur toute la surface de sable à isoler. La quantité et le volume de blocs doivent nécessairement être proportionnés à la force du courant ; si le courant est rapide, et si l'on ne dispose que de pierres de faible volume, on doit en augmenter la quantité, afin de réaliser pour la surface

« d'écoulement une pente beaucoup plus faible qui diminue
« la vitesse de l'eau.

« Les plus gros galets que l'on trouve dans le lit des ri-
« vières comme la Kistnah, où la vitesse est de $1^m.78$ par
« seconde, n'ont pas un poids supérieur à 60 ou 80 gram-
« mes, et ils restent souvent plusieurs années sans être dé-
« placés. S'ils formaient des bancs présentant une surface
« inclinée, à un vingtième par exemple, ils devraient peser
« $1/2$ kilogramme ou 1 kilogramme pour résister au cou-
« rant; avec une plus grande vitesse et une plus grande
« pente, il faudrait des blocs encore plus lourds. Mais avec
« les vitesses que l'on trouve dans ces rivières, à moins de
« faire des barrages très-élevés, il suffit d'avoir des pierres
« d'une grosseur modérée, même lorsqu'elles sont dispo-
« sées suivant une forte pente. A Bezawada, en raison de la
« proximité et de la facilité d'exploitation des carrières, on
« peut employer des blocs d'une grosseur quelconque sans
« atteindre une dépense dont il y ait lieu de se préoccuper,
« eu égard à l'importance de l'ouvrage. Le prix est seule-
« ment de $1^f.50$ par mètre cube.

« Il est inutile et même mauvais, ainsi que le prouve
« l'expérience acquise sur le Coleron, de remplir avec des
« blocs les creux du lit; il convient de le niveler avec du
« sable à une hauteur uniforme et ensuite de le recouvrir
« de blocs sur une épaisseur uniforme; car les creux et les
« hauts fonds n'ont rien de permanent, et le profil trans-
« versal du lit change continuellement.

« On peut voir quelle sera la vitesse au-dessus du bar-
« rage; dans l'emplacement destiné au barrage, la vitesse
« est de $1^m.56$; la section totale mouillée du lit de la rivière
« dans les plus hautes crues est de 10 032 mètres carrés;
« la section sera réduite des deux cinquièmes par le bar-
« rage, la vitesse sera donc augmentée dans le rapport de
« 3 à 5, et par conséquent portée de $1^m.56$ à $2^m.67$ environ
« au moment des plus hautes crues. Le maximum de la vi-

« tesse aura lieu, d'après mes calculs, quand l'eau à l'aval
 « sera au niveau de la crête du barrage; elle sera alors de
 « 3^m.13 par seconde; mais il ne passera que 0^m.90 d'eau
 « sur la crête du barrage, et cette faible quantité d'eau ne
 « saurait avoir des effets que l'on puisse redouter.

« L'unique cause de la ruine de quelques ouvrages exé-
 « cutés dans le Tanjore, qui ont péri par les fondations, a
 « été l'insuffisance des enrochements de pierres perdues à
 « l'aval. Les pierres étaient très-chères dans ce district,
 « tandis qu'à Bezawada on pourra les extraire à très-bon
 « marché des deux contre-forts granitiques auxquels s'ap-
 « puie le barrage:

« Comme exemple de l'efficacité des enrochements, je ci-
 « terai ce qui est arrivé au vannage de prise d'eau de Bho-
 « piah (?). Au joignant de l'écluse et de niveau avec son ra-
 « dier, on avait échoué du côté d'aval pour enrochements des
 « blocs du poids de 25 à 50 kil. sur une largeur de 1^m.50 à
 « 5^m.30 et 0^m.91 de profondeur. La hauteur d'eau à l'entrée
 « du pertuis était de 0^m.60 à 0^m.90, et la profondeur d'eau
 « sur le plafond après la chute était de 4^m.50 à 5 mètres; la
 « vitesse était donc de 3^m.57 par seconde. Les enrochements
 « n'ont pas bougé. Immédiatement à l'aval, il y a un creux
 « profond dans lequel il est tombé quelques pierres, mais,
 « près du plafond du pertuis, elles ont conservé exacte-
 « ment leur position initiale. Les blocs ont empêché effica-
 « cement l'eau d'affouiller le lit au-dessous des fondations
 « malgré leur faible poids et leur petit nombre et malgré la
 « grande rapidité du courant. »

§ 3. *Décision du conseil.* — Le conseil du gouvernement de Madras décida qu'on exécuterait les fondations de la manière indiquée par sir Cotton, c'est-à-dire qu'on nivelerait le fond avec du sable à une hauteur uniforme sur toute la surface de l'ouvrage, y compris celle du radier d'aval(*).

(*) Voir, pour l'intelligence de toute cette discussion, les dessins de la Pl. 16, fig. 1, 2, 3, 4, 5 et 6.

Le conseil arrêta aussi que la hauteur du barrage, fixée à 4^m.88 par le comité, ne serait déterminée définitivement qu'en cours d'exécution, que l'ouvrage serait élevé graduellement avec des blocs arrangés suivant une pente continue jusqu'à l'extrémité d'aval du radier, extrémité qu'on devrait probablement reculer beaucoup plus que le comité ne l'avait proposé. En procédant de cette manière, on pouvait atteindre la limite de hauteur possible en observant attentivement les effets des crues; le revêtement en maçonnerie ne devait être exécuté qu'après cette période de travaux et d'observations.

Les ingénieurs exécutants remplacèrent le plan incliné à pierres perdues par une sorte de pavé ou perré en pierres sèches interrompu et consolidé, à peu près au milieu de sa largeur, par un mur en maçonnerie ordinaire de 1^m.50 de largeur sur 0^m.95 de profondeur. (Voir la *fig.* 5, Pl. 16.) Ce perré est précédé à l'amont d'un double mur en maçonnerie, à assises régulières, arrasé à 4^m.20 au-dessus du fond moyen du lit, d'une largeur de 1^m.82 au couronnement; le mur, dallé en pierres de taille, est vertical à l'aval sur toute sa hauteur et à l'amont sur une hauteur de 0^m.90 seulement, au-dessous de laquelle se trouve, sur une hauteur de 2^m.4, un talus incliné de 1/2 pour 1. A l'amont, ce même mur a une base de 0^m.90 d'épaisseur, qui repose sur une double file de puits de 1^m.80 de diamètre chacun, et de 2^m.10 de profondeur.

Le radier ou pavé à la suite, présente d'abord un palier de 6 mètres de longueur, puis une pente légèrement convexe de 1^m.82 sur une longueur de 23 mètres, puis la chaîne en maçonnerie dont il a été question, et enfin une pente rectiligne de 0^m.60 sur une longueur de 30^m.47, se raccordant avec le fond du lit.

Pour permettre de diminuer la hauteur du barrage, si les circonstances le rendaient nécessaire, le conseil prescrivit d'établir le seuil des déversoirs de fond à 1^m.80 en contre-

haut de l'étiage, et de placer à 0^m.90 encore plus haut le seuil des deux pertuis de prise d'eau et des écluses; enfin il supprima les piles en maçonnerie projetées pour le pont.

Le comité avait adopté pour les pertuis de prise d'eau et les écluses des positions relatives semblables à celles qu'on leur avait données sur le Godavéry, touchant la rive gauche à l'extrémité du barrage de la branche de Dowlaishwaram. Mais l'expérience avait fait reconnaître à Dowlaishwaram l'inconvénient de ces dispositions; l'action des vannes de fond n'était pas suffisante pour chasser le sable qui se déposait à l'amont du pertuis de prise d'eau; en outre, un des bajoyers était exposé à un danger sérieux lorsqu'on se servait de l'écluse à des époques où l'on avait à la fois une grande hauteur d'eau dans la rivière et une faible dans le canal; la pression due à cette grande différence de niveau tendait à le renverser soit directement, soit en attaquant ses fondations. Bien qu'à Bezawada on pût donner au bajoyer une épaisseur suffisante pour résister à la pression maximum, on pensa cependant que, ainsi placés, ces bajoyers et le sas de l'écluse seraient soumis à trop de causes de destruction, soit par filtrations, soit par tout autre effet.

On prescrivit, en conséquence, de placer le pertuis de prise d'eau au joignant et à angle droit sur le déversoir de fond, ce qui devait rendre efficaces les chasses de celui-ci devant le pertuis de prise d'eau. Dans le même but, on établit le seuil des radiers des déversoirs de fond à 0^m.90 en contre-bas du seuil des vannages de prise d'eau. Quant à l'écluse, on lui assigna une position dans une tranchée séparée, où, étant un peu éloignés de la rivière, les bajoyers et le radier des sas sont à l'abri de toute attaque, et où l'entrée de l'écluse, placée en dehors de l'action des chasses des pertuis, est accessible à toute époque.

Dans cette situation, le canal d'aménée à l'écluse est sujet à quelques envahissements, mais il est difficile d'éviter

complètement cet inconvénient, quelle que soit la position que l'on choisisse.

§ 4. *Détail des travaux exécutés.* — Les dessins de la Pl. 15, fig. 16, 17, 18, et de la Pl. 16, fig. 1, 2, 3, 4, 5 et 6, montrent la situation relative des divers ouvrages et en donnent les dimensions et les dispositions de détail. On voit que chaque déversoir de fond a un débouché linéaire total de 27^m.36, et une section transversale d'une longueur totale de 52 mètres, dont 5^m.48 pour l'avant-radier, 16^m.18 pour le pertuis même, et le reste pour l'arrière-radier.

L'avant-radier a 1^m.21 de largeur, et il est défendu à l'amont par un mur de garde de 0^m.90 d'épaisseur et de 1^m.82 de hauteur, fondé sur des puits s'enfonçant de 1^m.82 dans le sable.

Sous le pertuis, ce radier, qui doit offrir une très-grande résistance, a 1^m.97 d'épaisseur, et repose sur des puits de 1^m.82 de profondeur. Les piles ont 4^m.60 de hauteur au-dessous du radier; les arches, en plein-cintre, supportent une voie de 6^m.40 de largeur. L'arrière-radier est défendu à son extrémité d'aval par un mur de garde de 1^m.22 d'épaisseur et 2^m.43 de profondeur, reposant comme les autres murs sur des puits de 1^m.82 de profondeur.

Dans le prolongement des culées, des murs latéraux maintiennent le courant dans le chenal du pertuis, ils ont 1^m.62 de hauteur au joignant des bajoyers et 0^m.91 à leur extrémité.

Les pertuis de prise d'eau ont des vannes en même nombre et de même largeur que les déversoirs; leur section transversale a une longueur totale de 21^m.28, dont 4^m.56 pour l'avant-radier, 5^m.57 pour le corps du pertuis et 11^m.10 pour l'arrière-radier.

L'avant-radier est défendu à l'amont par un mur de 1^m.22 d'épaisseur et 2^m.44 de profondeur, reposant sur des puits semblables; le radier sous les pertuis est formé d'une maçonnerie en pierre d'une épaisseur de 2^m.44, reposant sur

puits et dallée; les piles ont 3^m.50 de hauteur; des arches en plein-cintre supportent une voie pour les piétons.

L'axe du chenal de prise d'eau fait un angle très-aigu avec la direction du vannage de prise d'eau, et on a jeté sur lui un pont de trois arches de 12 mètres d'ouverture chacune, dont la culée droite est un joignant du bajoyer droit du vannage de prise d'eau. La culée gauche de ce pont livre passage à un canal maçonné formant jusqu'à l'aval du pont le prolongement du sas de l'écluse d'introduction des bateaux dans le canal de prise d'eau, qui sert aussi de canal de navigation.

Pour se conformer au régime de la rivière, on a divisé en deux années l'exécution des ouvrages principaux. Comme elle se remplit toujours vers la fin d'avril, il eût été dangereux de commencer avant cette époque à élever le massif du barrage sur quelque hauteur que ce fût; il ne serait plus resté ensuite assez de temps pour l'achever avant les pluies locales et les crues en provenant à la fin de l'été, et qu'on n'aurait eu aucun moyen d'écouler. On fut donc forcé de ne pas s'occuper du barrage pendant la première année, et d'employer toutes les forces qu'on pût réunir à exécuter aussi rapidement que possible les quatre pertuis, le pont et les deux écluses attenant au barrage, aussi bien que les parties latérales de cet ouvrage, qui, en raison de la hauteur du lit, devaient être fondées sur puits coulés à sec au-dessus de l'étiage. On termina tous ces travaux dans la saison qui suit la fin d'avril et dans celle qui suit la seconde mousson. L'année suivante on put, à partir de la même époque, c'est-à-dire de la fin de la mousson du sud-est, exécuter le centre du barrage sans trop de dangers et de difficultés, en faisant écouler par les écluses et les pertuis terminés les eaux de la rivière, même lorsqu'elle était gonflée par les pluies locales de la mousson du nord-ouest.

En même temps qu'on terminait les ouvrages régulateurs, on reconnaissait la nécessité, pour les empêcher d'être tour-

nés, d'endiguer très-fortement la rivière aux abords et à l'amont. Même avant la construction du barrage, elle débordait de plus de 1 mètre de hauteur à l'amont de Bezawada, ainsi qu'on le constata en observant plus attentivement les crues.

Voici ce que j'ai observé dans ma visite au barrage de la Kistnah en 1866 :

A Bezawada, le premier ouvrage, à partir de la rive gauche et touchant cette rive, c'est-à-dire le chenal de navigation compris entre deux murs très-élevés, fonctionne bien, ainsi que l'écluse, qui occupe une partie de sa longueur. L'entrée de ce chenal, située à une certaine distance en amont de l'écluse, peut se fermer au moyen de vannes très-lourdes, qui se manœuvrent facilement à l'aide d'une grue tournant autour d'un axe fixé dans la maçonnerie de la tête de l'un des deux bajoyers. L'écluse se présente bien par rapport au courant du fleuve, et les bateaux y arrivent facilement ; il doit y avoir peu de dépôts, à cause de la grande avancée en rivière de la tête de l'ouvrage, qui est un peu oblique, par rapport au courant. Du côté de la rive, jusqu'à la tête de prise d'eau pour alimentation des canaux, on a défendu par des perrés le terre-plein auquel s'appuie le bajoyer de droite du chenal.

Entre ce chenal en maçonnerie et le vannage de la tête de prise d'eau qui lui est parallèle, il y a un espace assez grand dallé très-solidement, dans lequel les eaux, introduites par le vannage de prise d'eau, tournent pour passer sous le pont à vannés qui forme la tête du grand canal de navigation. (On sait que les canaux de navigation servent aussi à transmettre les eaux pour les irrigations.) Le pont sous lequel passe le chenal de navigation, à l'extrémité gauche, est suivi de deux magnifiques gaths en hémicycles en face l'un de l'autre, situés des deux côtés du canal, qui a une très-grande largeur et sert de port dans cette partie.

Lors de ma visite, on s'occupait à prolonger à l'aval les piliers intermédiaires sous les arches de la tête de prise d'eau, afin de pouvoir placer des vannes à l'aval de ces piliers comme il y en a à l'amont; on voulait ainsi empêcher les eaux une fois introduites dans le réservoir ou le canal de navigation de retourner dans la Kistnah.

Les deux déversoirs de fond, placés dans une direction perpendiculaire ou à peu près à celle des vannages de prise d'eau et formant les deux extrémités du barrage en rivière, paraissent avoir parfaitement atteint le but qu'on semble s'être proposé principalement par leur construction, celui de fixer un courant principal de la rivière contre chacune des deux rives, en éloignant du milieu de la rivière la force du courant. On a ainsi le double avantage d'assurer l'alimentation des prises d'eau des deux rives et de combattre l'ensablement et l'envasement de ces prises d'eau. En effet, le barrage n'a été affouillé à l'aval que sur une certaine longueur de 100 à 200 mètres à partir de chaque rive. Chaque affouillement a produit une sorte de chute verticale à l'aval (sans compromettre toutefois l'ouvrage); on corable chaque affouillement et on prolonge le talus d'enrochement dans chacune de ces parties.

Le couronnement du barrage est formé en tête de blocs énormes d'un demi mètre cube en moyenne. Quelques-uns ont été arrachés par la force du courant; on les remplace, et dans les parties, du reste peu étendues du barrage qui ont été attaquées, on a formé dans la masse de l'enrochement une sorte de casier en maçonnerie pour la maintenir. (Pl. 16, fig. 1.)

En voyant exécuter ce dernier travail, j'ai pu remarquer que le perré qui recouvre le barrage est formé de blocs de près de 1 mètre de longueur engencés ensemble, leur longueur dirigée dans le sens vertical.

Au-dessus du couronnement du barrage, on fait tous les ans une retenue provisoire supplémentaire, de 1 mètre envi-

ron de hauteur, en amenant sur le couronnement des blocs de pierres perdues et les amoncelant sur cette hauteur; ces blocs sont fort gros; lorsque viennent les crues, ils sont ou écartés à l'avance ou entraînés par l'eau partie sur le talus du barrage, partie à la queue, où ils servent naturellement d'enrochements. J'ai vu ces blocs restés sur le talus du barrage qui cubent d'un demi-mètre à 1 mètre.

Aux déversoirs de fond, j'ai remarqué que les ouvertures sont fermées tantôt par des vannes, tantôt par des aiguilles.

Les vannes se manœuvrent avec des treuils fixés sur des wagons ou chariots à quatre roues. (Pl. 16, *fig.* 1, et Pl. 15, *fig.* 14.)

Les aiguilles sont des planches munies de frêtes en fer à leurs extrémités. Elles ont 0^m.25 au moins de largeur sur 0^m.05 ou 0^m.06 d'épaisseur, et la hauteur comprise depuis le seuil jusqu'au cordon du pont. Il faut trois hommes pour manœuvrer l'une d'elles.

La retraite au devant de l'écluse située sur le côté droit et le canal à la suite s'envasent beaucoup.

On avait pensé à protéger le chenal de cette écluse contre les dépôts en plaçant un vannage en tête, de même qu'on l'a fait pour le chenal dans lequel est l'écluse de la rive gauche; mais on a craint que ce moyen ne fût pas efficace, vu la position retirée de l'entrée de ce chenal par rapport à la rivière. On est décidé aujourd'hui à prolonger à l'amont les murs de ce chenal, de manière qu'il forme en avancée sur la rive naturelle de la Kistnah une saillie suffisante pour que les vases ne se déposent pas devant son entrée. Ces écluses sont très-solidelement construites et ont une très-grande hauteur, ainsi que leurs portes; elles servent au passage des steamers.

III. — *Canaux d'irrigation, de navigation et de décharge.*

§ 1. *Topographie.* — *Canaux principaux.* (Voir la Pl. 14, fig. 1.) — Sur la rive droite de la Kistnah, la partie irrigable du district de Guntur est divisée en deux bassins par deux lignes naturelles d'écoulement des eaux courantes. La ligne la plus rapprochée de la Kistnah n'a un cours bien accusé qu'à mi-distance entre Bezawada et la mer; sa branche principale aboutit à la mer non loin de Nizampatnam.

Le Toonga-Boodra forme la seconde ligne dont les ramifications supérieures s'étendent presque jusqu'à Peetana-grum et dont le cours très-sinueux, après avoir recueilli beaucoup de ruisseaux secondaires, se termine à la mer tout près de la même ville de Nizampatnam.

Ces deux lignes servaient autrefois, surtout dans leurs parties supérieures, pour l'irrigation.

Cette conformation du terrain a conduit à tracer tout d'abord trois canaux :

Un canal central se tenant, à partir d'une certaine distance de son origine, entre le Toonga-Boodra et le cours d'eau situé à gauche.

Un canal se détachant du premier, à gauche, passant à droite du Toonga-Boodra et irriguant le versant droit de son bassin.

Enfin un canal côtoyant la Kistnah qui est élevée au-dessus du pays environnant.

Le canal central unissant la ville de Nizampatnam à Bezarah, point de départ de plusieurs autres lignes navigables, devait être essentiellement navigable et former la principale ligne de navigation du district de Guntur.

Sur la rive gauche de la Kistnah on trouve également deux bassins principaux : celui du Boodivair à l'est ou à gauche et celui du Poollair au sud ; le premier commence à Bezawada et se termine au lac Colair ; son versant gauche, parfaitement adapté pour l'irrigation, comprend la station

d'Ellore où aboutit déjà un canal navigable issu du Godavéry.

Le Poollair ne commence qu'à 38^k.624^m à l'aval de Bezawada ; il court d'abord vers le sud, puis il se retourne vers l'est pour se perdre dans l'Oopitair, ou du moins dans les marais situés sur la rive droite de cette rivière. Le Boodivair et le Poollair ont fonctionné autrefois comme canaux d'irrigation et ont rendu ainsi d'assez grands services, surtout le dernier qui, dans une grande partie de son cours, est situé sur une bande de terrain dominante et comme sur une crête.

Entre le Poollair et la Kistnah, un réseau de lignes d'écoulement des eaux courantes d'ordre inférieur forment par leur ensemble un système continu dirigé vers le sud et aboutissant au coude rectangulaire que présente le bras oriental de la Kistnah. Ce bras qui a son embouchure à la pointe Divy détache, sur la gauche du fleuve, le delta appelé Divy.

La ville de Masulipatam est située entre le Poollair et cette ligne secondaire d'écoulement.

D'après cette description, on voit qu'on a dû tout d'abord construire un canal navigable de Bezawada à Ellore, un canal navigable de Bezawada à Masulipatam, enfin des canaux intermédiaires purement d'irrigation et dont l'un a emprunté en grande partie le cours du Poollair.

Afin de tirer parti le plus tôt possible des dépenses faites et de hâter le développement des irrigations, tous les canaux dont nous venons de parler ont été entrepris sur les deux rives de la Kistnah en même temps que l'on exécutait les ouvrages de la prise d'eau de Bezawada ; ils ont été poussés aussi activement que possible jusqu'à leurs extrémités, mais avec des largeurs moindres que celles qu'on prévoyait devoir être définitives et correspondant seulement aux besoins prévus pour l'irrigation pendant un laps de dix ans environ. On s'était réservé d'augmenter ultérieurement les di-

mensions, ainsi que le nombre des canaux, lorsqu'on aurait reconnu par l'expérience le développement que prendraient les irrigations.

Le système complet a été arrêté en 1864, sur le rapport du major Anderson, qui expose à la fois ce qui existe et ce qui doit être définitivement réalisé; en voici la substance :

§ 2. *Canaux sur la rive droite de la Kistnah.* — Sur la rive droite où l'étendue maximum à irriguer est, selon toute probabilité, de 93 000 hectares, le canal principal, à partir de Sitanagaram (en face de Bezawada), devrait avoir pour le débit d'eau correspondant à cette étendue, une largeur au plafond (on parlera toujours de largeur au plafond) de 61 à 27 mètres sur les premiers 12^k.874. On lui donne une largeur de 29^m.28 qui suffira pendant plusieurs années, après lesquelles, au lieu de porter le canal principal à la largeur aussi énorme de 61 mètres, on trouvera sans doute plus d'avantage à ouvrir un nouveau canal se détachant du dessus du grand barrage, contournant la hauteur de Seetana-grum du côté de l'est où des extractions de pierres auront fait alors une place suffisante pour son passage et rejoignant le canal principal à 12^k.874 à l'aval.

Là se détache le canal d'irrigation qui côtoie la Kistnah. On lui a attribué une largeur de 22^m.87 sur une longueur de 33^k.796 jusqu'à Kollur où on construit un barrage-déversoir d'une chute de 1^m22. De là à Vellatur, sa largeur est de 18^m.30, et de Vellatur à un point situé à 54^k.717, de 13^m.72. Elle va ensuite en diminuant graduellement jusqu'à la fin du canal à 75^k.638 de l'origine. On construit à Vellatur un déversoir de superficie d'une chute de 0^m.61, et un autre immédiatement à l'aval de la tête de prise d'eau du canal de Yisakapulli. La pente de fond du canal de rive est de 0^m.109 par kilomètre, excepté jusqu'à 265 mètres au delà de 11 kilomètres où elle est seulement de 0^m.0934 par kilomètre.

Pour que le canal fût navigable, il faudrait construire

des écluses correspondant aux chutes, mais on ne s'y est pas encore décidé, parce que la Kistnah est elle-même navigable et que les transports sont peu considérables.

Les principales branches du canal de rive sont les canaux de Vellatur et de Yisakapulli. Le premier est une ancienne rivière qui sert encore à écouler les crues. On détourne ces eaux sur d'autres points et on consacre le canal exclusivement à l'irrigation, en régularisant les pentes du lit; on porte sa largeur à 9^m.15 et on le prolonge jusqu'à Nizampatnam. Les terrains qui l'entourent vers son extrémité, bien qu'imprégnés de sel, deviendront très-fertiles lorsqu'ils recevront des eaux douces.

Quant au canal principal ou de Nizampatnam, sa largeur est portée à 54^m.90 depuis 12^t.874 jusqu'à 20^t.921 de son origine, c'est-à-dire jusqu'au point où s'en détache le canal de Commanoor. A partir de ce point, il doit être consacré exclusivement à la navigation; l'irrigation se fera au moyen de deux canaux latéraux contigus au canal principal. On a trouvé plus d'avantages et d'économie dans cette combinaison que dans l'élargissement du canal principal. On construira dans les canaux latéraux des barrages-déversoirs pour régulariser les pentes et les chutes et pour y tenir l'eau élevée aux hauteurs qui conviennent pour les irrigations. On donne au canal de droite une largeur de 7^m.32 au commencement et des largeurs de 5^m.49, et 5^m.66 aux écluses de Kutchipudi et d'Intoor. Sur le canal latéral de gauche, les largeurs correspondantes aux mêmes longueurs sont respectivement de 12^m.81, 9^m.15 et 5^m.49.

On prolonge le canal de Nizampatnam jusqu'à la mer; il a encore deux écluses à l'aval de celle d'Intoor.

Le canal de Commanoor peut irriguer jusqu'à 40467 hectares. On lui a assigné une largeur de 36^m.60 depuis sa tête jusqu'à 12^t.874 à l'aval, de 30^m.50 depuis ce point jusqu'à 37 kilomètres et de 22^m.87 jusqu'au 45^e kilomètre.

On prolonge ce canal jusqu'à la crique ou bras de mer

de Pinna-Ganjam; sa longueur totale sera ainsi de 98 kilomètres. Il a une pente de fond uniforme de 0^m.0934 par kilomètre avec deux chutes, l'une de 1^m.37 à la tête, l'autre de 0^m.61 à 12^k.874 à l'aval. En construisant deux écluses à ces chutes, on fera de ce canal une ligne navigable de premier ordre; elle remplacera la ligne à haut niveau par Guntur projetée dans l'origine, mais qui paraît ne pouvoir d'ici longtemps être exécutée d'une manière fructueuse.

Actuellement il suffit de rendre le canal de Commanoor navigable pendant la saison des irrigations, c'est-à-dire de juin à décembre, tout en établissant les écluses nécessaires pour pouvoir plus tard prolonger autant qu'on le voudra le temps de la navigation.

Ce canal a l'inconvénient de croiser l'écoulement naturel des eaux courantes, ce qui nécessite des dispositions ou des ouvrages spéciaux.

Les principaux cours d'eau qu'il croise sont la Nulla de Guntoor, la Nucka-Vagu, la Nulla-Mudda et le Purchur-Vagu. (Aucun d'eux n'a pu être figuré sur la carte de la Pl. 14, fig. 1)

Le premier s'écoule au delà du canal par un déversoir de fond établi dans la berge de ce dernier à 12^k.874 de sa tête, près du village de Jaggurlamudi; le second le traverse par un aqueduc près de Kollemurla, se rend ensuite au Toongabudra par un canal, à la suite de l'aqueduc.

La Nulla-Mudda passe le canal par-dessus un déversoir de superficie de 45^m.75 de longueur. Elle se jette ensuite dans l'étang de Bapetla, le plus grand du district de Guntoor, qui a deux déversoirs de superficie, un de 36^m.60 à l'est, l'autre de 27^m.45 à l'ouest. Faisant suite au premier déversoir, un canal de décharge conduit les eaux par un circuit à un autre étang, et celui-ci les décharge dans le vaste marais appelé le Romparu qui a pour limite, du côté de la mer, une bande de sable à niveau élevé.

Le Purchur-Vagu, après avoir alimenté l'étang de Kinkalamirro, se jette aussi dans un marais avec plusieurs autres petits émissaires. Le marais n'a vers l'ouest qu'une pente de 0^m.047 par kilomètre, insuffisante pour faire écouler ses eaux dans la crique d'eau de mer à l'ouest ; à l'est, des obstacles artificiels arrêtent l'écoulement.

Le sol de ce marais est très-fertile et il sera cultivé par l'eau aussitôt après son dessèchement. Pour effectuer ce dessèchement il faudra détourner les eaux de la Nullamudda et du Purchur-Vagu. On fera passer le premier cours d'eau tout entier par le déversoir oriental de l'étang de Baptella et on lui ouvrira à travers la bande de sable limite un chenal aboutissant définitivement à la crique de Nizampatam. On ouvrira également au Purchur-Vagu un passage à travers la même bande de sable, et on se débarrassera par un émissaire d'assainissement du reste des eaux du marais.

§ 3. *Canaux sur la rive gauche de la Kistnah.* — Le canal principal, qui part de Bezawada sur la rive gauche, se divise à une distance de 822^m.60 de la prise d'eau, en deux lignes, les lignes d'Ellore et de Masulipatam, qui alimentent toutes les autres canaux d'irrigation sur la rive gauche de la Kistnah et qui se partagent par moitiés l'ensemble des irrigations. En admettant que l'on donne 141 litres par heure et par hectare, soit 0^m.04 par seconde, chacune de ces lignes devrait, d'après le calcul, avoir à l'origine une largeur de 36^m.60 qui devrait même être augmentée au point de départ des branches, en raison de la diminution de profondeur.

La première branche, le canal de Ryves, se détache du canal d'Ellore à 12^k.874 de la tête, en un point où ce canal a une largeur de 45^m.75. Sur les 12 070 premiers mètres, le canal de Ryves a une largeur de 30^m.50 et une pente de 0^m.109 par kilomètre. A l'extrémité de cette portion, il pousse sur Goodywada un rameau d'une largeur de 9^m.76 à l'origine, se réduisant graduellement jusqu'à 5^m.49 à son

extrémité, et d'une pente de 0^m.189 par kilomètre avec une chute de 1^m.22 au huitième kilomètre. Immédiatement au-dessous de cette tête de prise d'eau, il y a sur le canal de Ryves un barrage déversoir avec une chute de 1^m.22; à l'aval, la largeur jusqu'au Poollair est de 22^m.87, et la pente de 0^m.109 par kilomètre.

Le Poollair a à sa tête de prise d'eau à 19^k.312 (à 20^k.921 du canal de Masulipatam); la largeur y est de 18^m.30 et la pente de 0^m.109 par kilomètre. On construit à Weeyoor un barrage déversoir, rachetant une chute de 1^m.52; la largeur du canal, à sa jonction avec le canal de Ryves, est 15^m.25. Après cette jonction, le canal de Poollair a une largeur de 33^m.55, qui se réduit à 27^m.45 à Paumur, et à 22^m.87 au point de départ des branches qui se dirigent sur l'Oopitair et sur Buntomilly. La pente de fond est partout de 0^m.109 par kilomètre, et il y a à Paumur une chute de 0^m.84.

Le Poollair est admirablement placé pour l'irrigation; lorsque son lit, actuellement trop profond, aura été relevé, régularisé et élargi, il remplira parfaitement sa destination. Il alimente les canaux secondaires ci-après (*):

Canal de Paumur à Goodywada; longueur 10^k.461, largeur 1^m.83, pente 0^m.124 par kilomètre.

Canal parallèle au précédent, partant de Chittrum; longueur 7^k.242, largeur 2^m.74.

Canal de jonction avec l'Oopitair; longueur, 45^k.061; largeur, 9^m.15; pente, 0^m.078 par kilomètre sur 28 163 mètres, et 0^m.047 par kilomètre sur les 16898 kilomètres suivants.

Canal de Buntomilly; longueur 23^k.335, largeur 9^m.76, pente 0^m.093 par kilomètre, avec chute de 1^m.22 à la tête.

Vieux canal de Poollair et Talecherla, coupure de 18^k.507

(*) Ces canaux secondaires n'ont pas pu être figurés sur la carte de la Pl. 14, fig. 1.

Vieux canal de Poollair, depuis le pont de rencontre avec le canal de Buntomilly jusqu'à l'Oopitair; longueur 28^k.968.

Canal de Butlerkodu et Paumur; longueur 9^k.656, largeur 6^m.10, pente 0^m.124 par kilomètre.

Canal de Paumur à Masulipatam; largeur 6^m.10, pente 0^m.109 par kilomètre.

Revenons maintenant au canal d'Ellore. Il aura, comme nous l'avons vu, une largeur de 45^m.75 jusqu'à 12^k.874 de son origine, et ensuite de 18^m.30 jusqu'à 17^k.702 de cette origine, et enfin de 16^m.47 depuis ce point jusqu'à Ellore. Au même point, il y a une écluse pour établir la communication avec le Boodivair et un déversoir de superficie pour l'alimentation. De Bezawada à ce point, on aura une pente de surface de 0^m.078 à 0^m.093 par kilomètre; mais sur les 48^k.279 restants, on ne pourra avoir qu'une pente de fond de 0^m.008 par kilomètre, et celle de la surface ne pourra guère être plus grande. Cette dernière partie du canal d'Ellore sera réservée, autant que possible, pour la navigation. On ne peut la supprimer complètement, car le canal doit fournir de l'eau à plusieurs étangs dont il coupe les anciens canaux d'alimentation; mais on a avantage à irriguer la plus grande partie des terrains compris entre le canal d'Ellore et le Boodivair, par une branche partant de Casarapully, qui, avec une pente de 0^m.109 par kilomètre, donne une surface très-étendue. Elle a l'inconvénient d'intercepter l'écoulement naturel des eaux courantes, ce qui nécessite la construction de beaucoup d'ouvrages d'art.

Le déversoir de Casarapully alimente le Boodivair et plusieurs canaux secondaires près du lac de Colair, qui irrigueront tous le pays compris entre eux et le lac.

On construira une puissante décharge dans la digue sud du canal d'Ellore ou dans la digue Est du canal de Ryves pour pouvoir, dans le cas où des pluies intenses rempliraient brusquement ce dernier canal, ne point y introduire

les eaux venant du grand barrage par la tête de prise d'eau que l'on n'aurait pu fermer à temps.

On détache du canal de Masulipatam, à 6^k.437, une branche qui se dirige sur Vullabatpourom, situé au bord du fleuve, et qui ensuite longe sa rive gauche jusqu'au point de séparation du bras oriental de la Kistnah.

Le canal de Masulipatam, depuis 6^k.437 jusqu'à 20^k.921 de son origine, a une largeur de 18^m.30 nécessaire pour alimenter le Poollair; plus loin, il est affecté exclusivement à la navigation. Sa pente de fond est seulement de 0^m.047 par kilomètre d'une écluse à l'autre, et celle d'un nouveau canal accolé latéralement sera de 0^m.109 par kilomètre; il y a donc économie en même temps que grand avantage pour la navigation à établir ce nouveau canal d'irrigation, plutôt que d'élargir le canal principal autant qu'il serait nécessaire pour alimenter les irrigations de tout le territoire compris entre lui et le fleuve. Ce canal latéral suit la rive droite du canal principal depuis 8^k.047 de son origine jusqu'à Masulipatam de l'autre côté; il y a aussi un canal d'irrigation semblable se détachant du Poollair à Paumur et se continuant également jusqu'à Masulipatam. Ces deux canaux latéraux ont chacun une digue commune avec le canal principal.

Jusqu'ici on n'a rien prévu pour l'irrigation du Delta de Divy. Dans quelques années, on jettera sur le bras oriental de la Kistnah un aqueduc qui permettra d'alimenter régulièrement les nombreux étangs situés dans la partie supérieure de ce Delta.

La largeur attribuée au canal d'irrigation qui suit la digue gauche du canal de Masulipatam a été calculée dans cette prévision.

On a vu que les canaux d'Ellore et de Masulipatam ont un tronc commun d'une longueur de 900 mètres à partir de Bezawada, et dont la largeur paraîtrait devoir être double de celle de chacun des canaux. A cause des difficultés et des

dépenses résultant de la conformation des lieux, on a dû se contenter d'une largeur de 54^m.90.

Le vannage de prise d'eau en tête du tronç devra aussi être élargi ; mais, en raison de sa situation, il ne peut l'être que dans des limites assez restreintes.

En 1864, le débouché linéaire n'était encore que de 27^m.45 répartis entre quinze ouvertures de 1^m.83 chacune. On peut faire de nouvelles ouvertures à mesure des besoins ; mais on craint de trop en augmenter le nombre. Dans les grandes crues, il y a une pression énorme contre les vannes, et lorsque les ouvertures sont embarrassées de branchages, ce qui arrive assez souvent, il est impossible de les fermer ; plus elles seront nombreuses, plus grand sera dans ces moments le volume d'eau qui entrera dans le canal à une époque où il n'en faut point. On remédiera à cet inconvénient en établissant un double rang de vannes, et on conservera ainsi les digues en tête du canal qui pourraient être emportées. Malgré leur épaisseur de 30^m.50, elles laissent filtrer l'eau, par l'effet de l'énorme pression due à la hauteur d'eau ; on arrêtera ces filtrations avec de l'argile damée ou avec du béton.

On a reconnu la nécessité de faire quelques additions au grand barrage. Quelquefois la lame d'eau qui déverse sur sa crête n'a que 0^m.76 et même moins de hauteur ; cela arrive pendant la dernière moitié d'octobre et le commencement de novembre, époque où l'on demande le plus d'eau, parce qu'on craint que les pluies de la mousson du nord-est ne viennent à manquer, comme cela a lieu quelquefois, éventualité qui expose les récoltes à périr faute d'eau. Les seuils des prises d'eau de Bezawada et de Seetanagram sont à 1^m.68 et 1^m.83 en contre-bas de la crête du grand barrage, et on n'avait jusqu'en 1864 aucun moyen de relever le plan d'eau dans la rivière quand elle baissait. On ne pouvait, d'ailleurs, en raison du mode de construction du grand barrage, songer à en relever la crête d'une manière

permanente. On s'est décidé à placer sur le couronnement, comme au barrage du Godavéry, des piliers destinés à recevoir temporairement des planches, et à prolonger de 9^m.15 l'arrière-radier en pierres perdues, ce qui augmentera la solidité de toute la construction.

§ 4. *Dispositions des ouvrages pour la navigation et l'irrigation.* — Ces dispositions sont les mêmes pour les ouvrages dépendant soit de la Kistnab, soit du Godavéry. Le type le plus simple et le plus ordinaire dans les canaux qui servent à la fois à la navigation et à l'irrigation, est conforme à celui exécuté à Needamole, dont j'ai pris le croquis (Pl. 15, fig. 12). On y trouve :

1° Une écluse avec un pont jeté immédiatement à l'aval des portes d'aval sur le sas prolongé; 2° dans la continuation de l'alignement de la voie pour piétons de ce pont, un autre pont sous lequel est placé un barrage déversoir. Ce barrage comprend d'abord dans le bas un massif en maçonnerie plein sur une certaine hauteur, ayant seulement quelques vannes de fond très-étroites; au-dessus de cette partie fixe, un vannage forme une retenue ordinaire, et au-dessus de celui-ci, et reposant sur lui, de petites vannes déterminent une retenue extraordinaire qui correspond au-dessus des portes d'écluses d'amont, lesquelles sont plus hautes que la tenue d'eau ordinaire dans le bief à l'amont.

Les vannes de fond dans le massif permettent de vider et de creuser le bief à l'amont; celles de la retenue ordinaire correspondent à l'emmagasinement ordinaire des eaux dans le bief d'amont, et celles au-dessus à l'emmagasinement pendant les crues.

La fig. 7 de la Pl. 16 montre le système d'ouvrage plus compliqué exécuté à Kunkipoudi.

a et *b* sont deux vannages de prises d'eau très-étendus; *c* est un grand déversoir.

Près de son extrémité *d* sont quatre à cinq ouvertures de 0^m.20 à 0^m.30 entre piliers étroits qui descendent jusqu'au

fond du canal et forment déversoir de fond. Dans le reste de la longueur, le déversoir a un seuil beaucoup plus élevé qui fonctionne comme déversoir de superficie. Au-dessus de ce seuil s'élèvent des arches très-surbaiissées fermées au moyen de vannes ou aiguilles; le dessus de ces arches forme un déversoir de superficie supérieur, en sorte qu'il y a deux retenues que l'on peut adopter à volonté. Lorsque les arches sont fermées, on a dans le bief la retenue due à la hauteur des portes des écluses. Quand elles sont libres, on a une retenue inférieure qui correspond à la tenue d'eau indispensable dans le canal pour la navigation. Alors, l'eau s'écoule à l'aval pour les besoins de l'irrigation aussi vite que possible.

Le déversoir a un très-grand nombre d'arches, mais une grande partie sont obstruées et paraissent être laissées telles à dessein, parce qu'on aurait reconnu l'exagération du débouché donné primitivement.

Les deux vannages de prise d'eau *a* et *b*, situés à une faible distance, 30 à 40 mètres au plus l'un de l'autre, servent à alimenter un même canal d'irrigation, qui passe sur le pont à vannes *f*: celui-ci sert lui-même de point de départ à plusieurs canaux d'irrigation qui s'en détachent immédiatement à l'amont.

Il y a des deux côtés du canal des digues fort élevées, mais qui paraissent seulement des cavaliers de dépôt des déblais, au moins à l'aval de l'écluse, où les plus hautes eaux ne sortent pas de la cuvette en déblai.

Ouvrages au croisement du canal d'Ellore avec les deux branches du Tummilair (*). — Avant de traverser le canal d'Ellore, qui unit par une ligne de navigation presque droite le grand barrage de la Kistnah à Bezawada au grand barrage du Godavéry à Rajahmundry, le Tummilair se di-

(*) La carte de la Pl. 14, fig. 1, montre la position relative du canal d'Ellore et de la rivière de Tummilair.

visée en deux branches, qui toutes deux rencontrent la partie de ce canal qui dépend de la Kistnah, mais l'une à l'ouest et l'autre à l'est d'Ellore. La branche occidentale est, par rapport au canal venant de la Kistnah, en amont d'Ellore, et la branche orientale en aval.

Branche du Tummilair à l'ouest et en amont d'Ellore.—

Le lit du canal est, de la moitié environ de la hauteur de la cuvette en déblai, en contre-bas du lit naturel de cette rivière torrentielle. Le canal traverse le lit du torrent sur un pont-aqueduc, dont les douze arches servent d'écoulement inférieur au torrent en fonctionnant comme siphons. Ces arches sont précédées, à une vingtaine de mètres à l'amont, d'un mur de chute formant seuil dans le lit du Tummilair et compris entre des murs en aile qui se raccordent, chacun de son côté, avec la digue du canal interrompue en face du mur de chute. Toute l'eau de la rivière passe ainsi entre les murs en aile sur le mur de chute sans causer d'avarie à la digue gauche du canal protégée par les prolongements en retour des murs en aile.

Le bajoyer d'aval de la cuvette du pont-aqueduc au-dessus des piles est percé d'ouvertures alternativement en forme d'arches et d'œil de bœuf, munies de vannages, dont l'ensemble forme une décharge pour le canal, comprenant six arches et cinq œils de bœuf.

Les voûtes des œils de bœuf et des arches du bajoyer sont prolongées à l'extérieur de 0^m.60 en saillie sur le parement des têtes des arches inférieures formant siphons. Cette saillie des arches supérieures se continue au-dessous de leur ouverture et par une prolongation de la voûte jusqu'à la hauteur des naissances des arches inférieures, hauteur à laquelle la saillie en voûte vient s'appuyer contre les piliers de ces arches prolongés et exhaussés de deux en deux. (Voir, pour le passage du Tummilair, les *fig.* 8, 9, 10, 11, 12, 13 et 14 de la Pl. 16).

Le dessus des bords de la cuvette du pont-aqueduc n'est

guère qu'à 1^m.50 en contre-haut du lit naturel du Tummilair et beaucoup au-dessous du niveau des fortes crues de cette rivière qui a des berges élevées et en outre des digues très-hautes. Tous les ans, le gros des fortes crues passe par dessus le pont-aqueduc et même, le plus souvent, les crues y passent tout entières, car l'expérience a prouvé que le siphon est alors complètement ensablé chaque fois et cesse de fonctionner. Pour ce motif, on s'est décidé à transformer le pont-aqueduc de manière qu'il fonctionne à la fois (comme un inlet et un outlet) pour recevoir à l'amont dans sa cuvette les eaux du Tummilair par des ouvertures dans le bajoyer d'amont, et pour les écouler par des ouvertures correspondantes dans le bajoyer d'aval. Il a suffi pour cela de disposer les ouvertures dans les deux bajoyers identiquement quant à leur forme, en variant seulement la position des vannes dans l'intérieur des ouvertures.

Les fig. 14 et 15 de la Pl. 15 montrent que ces ouvertures se ferment au moyen de vannes ou plaques pqr en fonte au nombre de trois pour une arche, reposant sur des pièces en fonte étroites $abcde$ maintenues par des traverses en bois en haut et en bas. Les plaques en tôle peuvent facilement se placer et s'enlever au moyen du système mnp articulé aux points mn et p ; okn est un triangle invariable; la largeur du bandeau $xyzuz$ est un peu plus grande que uk , afin que le triangle okn et la plaque ou vanne en tôle puissent y passer lorsqu'on tire ou lâche, au moyen du cabestan, la chaîne qui, dans le bas, se divise en deux branches pour saisir chaque porte. Chaque œil de bœuf est fermé par une seule vanne en fonte.

La fig. 13, Pl. 15 (passage à niveau du Tummilair), donne le plan d'ensemble des dispositions adoptées pour faire passer de l'amont à l'aval du canal les eaux d'un cours d'eau qui le croise, sans construire d'aqueduc par-dessus ni par-dessous le canal; le n° 1 de cette figure représente en plan l'ouvrage (*inlet*) par lequel ces eaux en-

trent dans le canal; le n° 2 celui (*outlet*) par lequel elles sortent en face.

Les *fig.* 8, 9, 10, 11 et 14 de la Pl. 16, donnant les détails d'un ouvrage de la première sorte (*inlet*): les *fig.* 12 et 13 de la Pl. 16 représentent les ouvrages de la seconde sorte (*outlet*).

Le premier ouvrage consiste essentiellement en un vannage placé sur un seuil *m, n, p, fig.* 10, Pl. 16: *pr* est la position de l'une quelconque des vannes quand le canal est plein et le cours d'eau vide. Quand ce dernier monte jusqu'à la hauteur du sommet de la vanne, celle-ci pivote autour d'une charnière à sa base *p*, et se rabat du côté du canal. Quand la crue a cessé, elle reprend la position *pr* par suite de la pression de l'eau du canal.

Branche du Tummilair à l'est ou à l'aval d'Ellore. — J'ai vu exécuté sur cette branche un ouvrage de la deuxième sorte (*outlet* ou *calingulah*) représenté par les *fig.* 12, 13 et 14 de la Pl. 16. C'est une sorte de déversoir de fond dont le dessus forme déversoir de superficie à un niveau un peu supérieur à la tenue d'eau du canal; ce déversoir est surmonté lui-même d'un vannage. Les vannes se manœuvrent du haut d'une passerelle en bois qui règne immédiatement à l'aval du vannage, c'est-à-dire du côté extérieur du canal, et dont chaque travée correspond à trois vannes (voir l'élévation, *fig.* 13); sur la coupe *fig.* 14, *a, b* correspond à une vanne supérieure et *c, d* à une vanne de fond.

Le débouché de fond étant tout à fait insuffisant, on exécute à la rencontre de la ligne basse de partage des bassins de la Kistnah et du Godavéry un vannage de décharge complémentaire dont les vannes en tôle seront automobiles.

On pense aussi établir plus tard, entre ce vannage et l'écluse, une prise d'eau pour l'irrigation.

Il y a 2^m.70 (9 pieds) de chute à la dernière écluse alimentée par la Kistnah.

IV. — *Résultats des travaux.*

La surface susceptible d'être irriguée par chacune des deux têtes de prise d'eau est de 4 000 à 5 000 kilomètres carrés. Chaque tête a un débouché libre de 27^m.43 de longueur totale sur 3^m.50 de hauteur au-dessous des arches. On peut admettre qu'une hauteur d'eau de 3^m.05 sera introduite dans chaque dérivation, ce qui, en supposant une vitesse d'environ 0^m.2 par kilomètre, donne un débit par seconde d'environ 100 mètres cubes ; cela suffit pour irriguer complètement la neuvième partie des terrains susceptibles de l'être, comme on le voit dans les pays d'irrigation de troisième ordre des provinces du nord-ouest de l'Inde et dans la région irriguée du nord de l'Italie entre l'Adige et le Mincio.

Il faut ajouter aux eaux dérivées le tribut très-considérable que les pluies locales peuvent fournir aux canaux d'irrigation et aux étangs ; ils sont déjà assez nombreux et sont susceptibles d'être agrandis et multipliés.

En outre, on pourrait évidemment prendre à la Kistnah beaucoup plus d'eau qu'on ne l'a fait par les ouvrages ci-dessus mentionnés ; en effet, ses crues atteignent des hauteurs de 6 à 9 mètres au-dessus de l'étiage et s'y maintiennent pendant des périodes de temps variables, il est vrai, mais toujours très-longues.

Les travaux exécutés de 1853 à 1864, montant à près de 5 millions de francs, ont étendu à plus de 40 000 hectares, soit 400 kilomètres carrés, le bienfait de l'irrigation ; les dépenses ont été couvertes et au delà par l'augmentation du rendement des terres au trésor pendant cette période.

En 1864, l'augmentation annuelle du rendement des terres au trésor était de 1 million et un quart de francs, celle du revenu net de 1 875 000 francs, celle du produit brut de 3 125 000 francs.

Les travaux actuellement en cours d'exécution pour compléter le système des canaux ouverts jusqu'en 1864, et qui sont évalués à 8 millions, augmenteront rapidement de 81 000 hectares l'étendue des terrains irrigués et de 2 500 000 francs le rendement des terres au trésor ; il en résultera dans peu une augmentation du rendement des terres au trésor, qui atteindra en tout 3 millions et trois quarts ; elle aura été obtenue depuis 1853 pour une dépense de 15 millions. Après un certain nombre d'années, les irrigations et le revenu seront encore doublés avec les ressources en eau que l'on crée actuellement.

Parmi les bénéficiés du trésor, il faut compter le produit annuel de l'eau pour l'irrigation qui est de 17^l.18 par hectare (6 schellings par acre). Il n'y a aucun droit sur les canaux de navigation.

CHAPITRE V.

IRRIGATIONS DANS LES PROVINCES DU NORD-OUEST. — CANAUX DE LA JUMNA.

I. — *Exposé général.*

N° 1^{er}. *Historique.* — Les provinces du nord-ouest de l'Inde, qui s'étendent au pied du versant sud des Himmalayas, présentent un champ immense que la nature a destiné aux irrigations par des caractères frappants. Les rivières, à leur sortie des montagnes, entrent dans un pays de plaines dont la pente, d'abord très-forte, va en décroissant rapidement ; elles suivent des directions parallèles pour se rendre les unes à l'Indus, les autres au Gange, et divisent le territoire en parties inégales, mais qui toutes rem-

plissent, quant à la nature et au relief du sol, toutes les conditions désirables pour l'irrigation. Les fortes pentes, qui existent immédiatement à la sortie des monts, permettent à l'ingénieur d'amener l'eau par des canaux artificiels qui suivent des lignes intermédiaires et parallèles aux rivières; ces canaux se maintiennent à des niveaux qui dominent tout le pays.

Les Pathans et les Mogols avaient tiré partie de ces avantages naturels non-seulement dans le bassin de la Jumna, mais encore dans le Rohilkund et le Punjab.

On trouve dans le Punjab l'ancien canal d'Husli, dérivé du Ravi; dans le Rohilkund et le bassin de l'Indus, se rencontrent une grande variété de canaux beaucoup plus petits, il est vrai, mais qui montrent clairement que les natifs avaient parfaitement compris la méthode de créer des irrigations. Les deux canaux de la Jumna, rétablis de 1820 à 1850 par les Anglais, existaient depuis plusieurs siècles.

Le canal de Mahomet-Aboo-Khan, dont on voit encore les restes au nord-ouest de Mee-cut, consistait en une tranchée ouverte depuis la Kalli-Nuddi jusqu'à la Nulla de Rhodara, sur une longueur de 20 116^m.37 (12 milles 1/2) et une largeur de 4^m.57 (15 pieds). Il était alimenté par une sorte de réservoir qu'on avait formé en barrant le lit et la vallée de la Kalli-Nuddi orientale. Le tout formait un système fort grossier et imparfait.

On trouve un canal semblable dérivé de la rivière de Kirsunni, tout près de Jullahabad, par l'empereur Gholain-Kadir. L'histoire de ces provinces est pleine d'entreprises de cette nature, et aujourd'hui chaque cours d'eau, entre le Gange et la Jumna, possède dans sa partie supérieure de pareils barrages formant réservoirs et prises d'eau pour l'irrigation. Dans les districts tout autour et à l'ouest de Delhi, on pratique sur une vaste échelle l'irrigation au moyen de réservoirs de cette nature.

En 1827, le capitaine du génie Debudes présenta au gouvernement anglais un projet pour l'agrandissement du canal d'Abou-Khan; il proposait de l'élargir, de relever la retenue du réservoir de prise d'eau et de créer un autre réservoir également gigantesque sur la rivière d'Hindun.

Ce projet ne fut point exécuté; on recula sans doute devant la difficulté de la construction des digues ou barrages destinés à former les réservoirs. On se contenta de perfectionner, de refaire et de mettre en activité les deux grands canaux d'irrigation sur les deux rives de la Jumna. Ils furent livrés à la navigation en 1830 par Sir Proby Cowtley.

La terrible famine qui désola ces provinces en 1837 et 1838, et dont on garde encore le souvenir, fit appeler de nouveau sur elles l'attention des ingénieurs qui projetèrent alors le canal du Gange. Tous ces canaux et leurs embranchements forment un réseau dont la description doit être précédée de celle du pays qu'il embrasse entre les Himalayas et la jonction des deux fleuves à Allahabad (*).

N° 2. *Monts Siwaliks*. — Au pied des Himalayas est la vallée ou plaine de Dehra parallèle à leur massif, puis viennent les monts subhimalayens, appelés plus particulièrement les Siwaliks. Ils consistent en une chaîne non interrompue de hautes crêtes brisées dont la plus grande altitude ne dépasse pas 957^m.07 (3 140 pieds). La longueur de cette chaîne entre le Gange et la Jumna est de 74 028^m.26 (46 milles), et son épaisseur d'environ 9 655^m.86 (6 milles); elle se termine à la Jumna par des rochers à pic. Entre les défilés par lesquels débouchent ces deux rivières, il y a plusieurs parties plus ou moins accessibles. Toute la formation est tertiaire, de la période myocène. Elle se compose d'une série de lits de cailloux, sables et argiles à divers degrés d'induration relevés de 15° à 25° et inclinant au nord-est

(*) Pour l'intelligence de cette description, voir la carte générale, Pl. 17, fig. 1.

vers la vallée de Dehra, à l'exception de la partie près de Hurdwar où il y a une faille remarquable où passe le Gange. Pour donner l'idée de cette série de couches, on peut dire que, si les lits du Gange et de la Jumna étaient relevés, ils représenteraient, dans leurs succession de lits de cailloux et de sable, celle que l'on trouve dans les Siwaliks.

Dans les glissements qui ont lieu pendant les mois de pluies, des masses considérables de roches de grès sont précipitées dans le lit des torrents ; ces roches se décomposent dans leurs éléments primitifs et sont délavées et entraînées par les flots, à l'exception des parties les plus consistantes. Les nœuds les plus durs, dépouillés au préalable de leur enveloppe non solide, sont transportés par les natifs à Hurdwar et à Kurkhur pour servir aux constructions.

Les cailloux et galets qui constituent le lit des rivières, appartenant aux roches géologiques les plus anciennes, fournissent une quantité énorme de matériaux pour les parties solides des ouvrages auxquels on peut les appliquer économiquement. On les a employés très-largement dans les ouvrages des canaux du Gange et de la Jumna.

On y trouve aussi des galets calcaires qui ont donné de bonne chaux hydraulique sur les deux canaux du Gange et de la Jumna.

Sources. — Les sources au pied des monts Siwaliks présentent un phénomène remarquable. L'eau émerge à la surface tantôt en simples mares, tantôt en petits ruisseaux et filets qui coulent sur une faible longueur, et ensuite disparaissent dans le sable et les galets d'un lit de torrent. Parallèlement et au sud de cette région de sources qui occupe le pied des monts sur une assez grande largeur, est une bande de terrain d'une largeur variable de 8046^m.55 à 16093^m.10 (5 à 10 milles), dans laquelle on ne trouve l'eau qu'à des profondeurs très-grandes et dans certains cas inaccessibles.

Au sud et en avant de cette bande sèche, les sources mon-

tent jusqu'à la surface ou tout près, prenant dans la Rohilkund le territoire malsain appelé le Turui. Dans le Doab (*), un décroissement dans la profondeur des puits marque l'approche du terrain en question; toutefois, sur une ligne qu'on peut tirer de Badshahpoor, près Dhunowri, à l'angle sud de la partie du k'hadir du Gange, dans laquelle sont situés les ouvrages du canal, l'existence de flaques d'eau et de marais quelquefois étendus assimile le terrain au Turai de Rohilkund.

Cette particularité doit être attribuée à ce que les eaux superficielles s'infiltrent à travers les galets qui constituent le sous-sol de la bande sèche et sont arrêtées à une grande profondeur par un lit imperméable d'argile sur lequel elles coulent jusqu'au point où ce banc émerge à la surface du sol.

N° 3. *Doab septentrional et rivières après leur sortie des pays hauts* (Pl. 17, fig. 1). — Les hautes terres, qui s'étendent entre le Gange et la Jumna, forment le Doab septentrional qui, tout près de sa base, a une inclinaison vers la Jumna, formant une chute totale d'environ 91^m.50 (300 pieds).

Il commence au 30° degré de latitude nord et se termine à la latitude de 25° 22', à Allahabad; sa direction est celle d'une courbe courant vers l'Est; sa longueur, de Suharunpoor à Allahabad, est de 708 096 mètres (440 milles); ses largeurs maximum et minimum sont respectivement de 169 kilomètres 1/2 (68 milles) et 29 kilomètres (18 milles); sa largeur moyenne est de 64 kilomètres 1/2 (60 milles).

L'écoulement des eaux du Doab se partage également entre la Jumna et le Gange par différentes rivières, dont

(*) On désigne par ce nom une plaine à niveau élevé, comprise entre deux rivières qui partent d'une même chaîne de montagnes et se réunissent ensuite.

On appelle généralement : nulla, un bras ou rameau d'un cours d'eau; nuddi, un affluent principal; rajbuha, un canal d'irrigation.

quelques-unes ont des k'hadirs, ou vallées basses, comme ceux du Gange et de la Jumna, mais d'un caractère moins abrupt que pour ces deux fleuves. Des deux côtés de ces rivières, il y a généralement des pentes longues, roides et cultivées, même dans le haut de leur cours.

La ligne de faite entre les bassins du Gange et de la Jumna est bien définie. Le versant oriental du Doab, qui comprend la Kalli-Nuddi occidentale et ses affluents, verse à la Jumna. Le versant oriental, sur lequel se trouve la Kalli-Nuddi avec ses affluents, verse au Gange. Dans les monts Siwaliks, le point de partage des deux bassins se trouve aux passes de Shajuhunpoor et Koonjuawar.

Le versant oriental du Doab septentrional n'écoule ses eaux que par quatre rivières; sa surface est moindre que celle du versant occidental.

Description générale des k'hadirs. — Les rivières, dans le Doab septentrional, aussi bien que le Gange et la Jumna qui le bordent, coulent dans des k'hadirs ou dépressions profondes à bords abrupts ou escarpés qui découpent dans les plaines formant leurs bassins des largeurs variables de 1 kilomètre $1/2$ à 16 et même 21 kilomètres (de 1 mille à 10 milles et même à 13 milles) (*).

La fig. 3 de la Pl. 17 représente une section idéale à travers un k'hadir de 9 655^m. 86 (6 milles) de largeur.

Ces k'hadirs ont été creusés graduellement dans les premiers temps de notre âge géologique à travers de hautes plaines, en contre-bas desquelles ils sont situés à des profondeurs considérables, variant dans l'étendue du pays, que nous considérons de 13^m. 72 à 30^m. 50 (45 pieds à 100 pieds)

(*) Ces sortes de dépressions n'appartiennent point exclusivement aux contrées subhimalayennes. Il en existe dans le Jura et dans les Alpes. On peut citer sur le deuxième plateau du Jura le feston dans lequel se déplace le lit de la Bienne depuis Saint-Claude jusqu'à son confluent dans la rivière d'Ain. C'est un véritable k'hadir, bien que d'une faible largeur, 500 mètres environ.

et au delà. Les limites sont marquées soit par des berges hautes ou escarpées d'un côté et par des talus inclinés de l'autre côté, soit par des escarpements bien définis des deux côtés.

Chaque k'hadir est un large feston dans lequel la rivière déplace constamment son lit, sans toutefois en dépasser les limites. Dans la région qui fait suite aux montagnes, les rivières coulent sur un fond de cailloux et de galets; sur ce fond, elles se partagent en courants ou bras détachés à une assez grande distance, comprenant entre eux des îles qui présentent souvent des parties bien cultivées, tandis que le pays bas sur les flancs est couvert de marécages et de jungles rouges, repaires des éléphants, des tigres et autres animaux féroces. Ces marécages s'étendent beaucoup vers le sud; mais sur toute la longueur d'un k'hadir, il y a un réseau de mortes (*nullas*) et de marais. Des portions étendues de la surface sont en culture, et elle est en partie parsemée de villages placés, autant que possible, sur de petites élévations que possèdent les champs les plus riches et les meilleurs de ces districts. Mais quoique le niveau général de la surface soit au-dessus des hautes eaux ordinaires, une légère surélévation dans les crues extraordinaires qui arrivent périodiquement fait beaucoup de mal et inonde de très-grandes étendues. La terre végétale, qui n'existe qu'à la surface, se trouve alors enfouie sous le sable à de grandes profondeurs. L'ensemble d'un k'hadir est un fond de sable parsemé d'oasis d'un sol plus fertile déposé à la surface. Une grande quantité de sable est charriée le long du k'hadir par les vents, surtout en mars et dans la période des vents du nord-ouest, ce qui aggrave encore le caractère dangereux du lit des rivières, dont le cours devient de plus en plus capricieux à mesure qu'elles s'avancent dans les k'hadirs.

Le k'hadir est plus uniforme, et la ligne de la rivière elle-même est moins sinueuse sur le Gange que sur la Jumna. Le Gange, bien que fort abaissé au-dessous des terres

hautes dans les parties supérieures de son cours, coule assez uniformément à une profondeur variant de 21^m.35 à 13^m.72 (70 pieds à 45 pieds) dans sa descente jusqu'à Allahabad. La largeur du k'hadir, en considérant la ligne entière, est assez uniforme, et le lit sableux sur lequel la rivière coule est, dans les parties inférieures, bien plus large que sur la Jumna. Le k'hadir de la Jumna, au contraire, est moins profond à la sortie des montagnes et à l'aval jusqu'à Paneeput; mais sa largeur égale celle du k'hadir du Gange. Toutefois plus loin, à travers les districts d'Agra, d'Etawat et autres, la rivière coule à une grande profondeur dans un k'hadir comparativement étroit, creusé à 30^m.50 (100 pieds) en contrebas de la surface générale du pays, et dont les bords sont sillonnés de ravins dans le haut.

Sous ce rapport, son aspect diffère totalement de celui du Gange à l'amont d'Allahabad (jonction de la Jumna).

A Dehli, la Jumna coule sur le rocher, et plus loin, dans la partie inférieure de son cours, sur des lits de kunkur. Son k'hadir est moins uniforme que celui du Gange, et les sinuosités extraordinaires de son cours entre Agra et Etawah lui donnent un caractère tout particulier.

N° 4. *Régime des deux rivières.* — Le Gange et la Jumna, après avoir traversé les Himmalayas sur des longueurs respectives de 265^t.485 et 176^t.994 (165 et 110 milles), débouchent à Rikekhess et à Kuttur à une distance de 61^t.155 (38 milles) l'une de l'autre, dans la plaine ou vallée de Dehra. Le Gange forme la limite orientale, et la Jumna la limite occidentale de la vallée. Ces deux rivières se frayent ensuite un passage à travers les monts Siwalicks et débouchent dans les plaines de l'Inde, le Gange à Hurdwar, à la latitude nord de 29° 58', et la Jumna immédiatement à l'aval de la vallée de Kulesur à la latitude de 30° 21' (Voir la carte Pl. 17, fig. 1).

Après sa sortie de la chaîne principale des Himmalayas, le Gange reçoit les eaux du versant oriental de la vallée de

Dehra par le Song et le Sooswa, et celles des contrées situées sur la rive gauche par des cours d'eau d'un ordre moindre.

La Jumna reçoit beaucoup plus d'eau des Himmalayas; outre l'Asunh, qui lui apporte celles du versant occidental de la vallée du Deyra, elle a pour affluents le Tops et le Gitu auxquels versent des territoires fort étendus; ce sont deux rivières pérennes très-fortes pendant les pluies et qui restent assez abondantes pendant les mois de sécheresse.

A Hurdwar et à la tête de Kharra, à leur entrée dans les plaines, le Gange et la Jumna ont pour débits d'étiage respectivement 227^m.200 et 113^m.600 (8 000 pieds cubes et 4 000 pieds cubes) par seconde, année moyenne; dans les sécheresses extraordinaires, ces débits ont été quelquefois plus faibles.

A l'aval de ces deux points les deux rivières coulent avec des pentes excessives sur des rochers et des galets. Dans la dernière partie de leur parcours entre les Himmalayas et les plaines, elles montrent alternativement des lignes larges et libres d'obstacles et de rudes rapides dont quelques-uns présentent des traits formidables, particulièrement sur la Jumna. Pendant les saisons des pluies les rapides s'effacent et la rivière tombe tout entière en une seule nappe. Pendant les sécheresses, l'eau des deux rivières, lorsqu'elles sont sans crues, est limpide comme du cristal et laisse apercevoir à de grandes profondeurs le lit de cailloux sur lequel elle cœule. Les cailloux et galets disparaissent peu à peu à partir de 19311^m.72 à 25 748^m.96 (12 à 16 milles), à l'aval du pied des monts Siwaliks; ensuite les rivières continuent leurs cours dans les k'hadirs avec une pente fort réduite, sur un lit de gros sable mélangé de mica en proportion d'abord assez forte, mais qui diminue ensuite graduellement.

On comprend facilement que le Gange et la Jumna aient une alimentation pérenne au point où l'on en dérive les ca-

naux. En effet, le Gange écoule les eaux d'un vaste pays de montagnes élevées par deux grands affluents, le Bhagerelle et l'Aluknunda, qui tous deux ont leur origine dans les neiges éternelles : le bassin de la Jumna remonte également jusqu'à ces neiges, quoique sur un front moins étendu. La source du Gange est au pied du massif majestueux de neiges perpétuelles connu sous le nom de Gungootri, qui forme la vue imposante qu'on a de la plaine à Hurdwar. La source de la Jumna vient d'un massif semblable tout aussi connu et peut-être plus remarquable dans ses contours, le Jumnotri.

Le régime des deux rivières est déterminé par la fonte des neiges, par les pluies périodiques de la mousson et par les pluies locales.

La fonte des neiges dans les hauts Himmalayas maintient les grandes rivières à l'état de crue, sauf une très-faible interruption, depuis les mois de mars jusqu'aux pluies de la mousson du sud-ouest qui règne toujours de juin à septembre. L'influence de cette mousson s'étend fort loin dans l'intérieur des Himmalayas, à travers les gorges des rivières et par-dessus et au delà des crêtes de la barrière du massif montagneux qui lui fait obstacle du côté de la plaine. La pluie est si continue pendant cette période sur ces crêtes élevées, qu'à Lundoor et Mussor elle tombe des semaines entières sans autre interruption qu'une très-courte vers le soir de chaque jour, c'est au moment où les nuages, venus de l'intérieur et arrivant sur les crêtes, paraissent repousser pendant un certain laps de temps les vapeurs qui s'élèvent des vallées et des plaines à la base des Himmalayas. On peut juger de la quantité d'eau fournie aux rivières dans cette saison par les résultats obtenus à l'udomètre de Lundoor, cités au chapitre I^{er} (*Annales des ponts et chaussées*, octobre 1869, pages 225 et suivantes).

C'est invariablement vers le 20 juin qu'arrivent les premières grandes crues. De hautes crues suivent en juillet et

fréquemment en août et septembre; après cette époque les ouvrages sont regardés comme à l'abri de toute rude attaque de la part des eaux, bien que les grandes rivières restent en crue jusqu'à la fin d'octobre. Pendant les mois frais de novembre à février, il y a un étiage interrompu à des intervalles irréguliers par des chutes intenses de pluies qui ont lieu généralement pendant les mois de novembre, décembre ou janvier, et qu'on appelle les pluies de l'hiver. Elles donnent lieu à des crues qui sont fort redoutées, bien qu'elles baissent en deux ou trois jours. L'incertitude de l'époque de ces crues est une source constante d'inquiétudes et expose à de grands risques les ouvrages restés inachevés dans le lit de ces rivières.

Depuis novembre jusqu'à mars, c'est-à-dire pendant cinq mois, si l'on fait abstraction de quelques grandes crues qui ont lieu à des intervalles irréguliers, les rivières sont à l'étiage ou sur la totalité ou sur une partie de leur cours.

Il faut tenir grand compte des effets irréguliers des pluies locales sur ces rivières, effets qui s'ajoutent, mais d'une manière tout à fait indépendante, souvent dominante, à ceux des crues dues aux eaux des montagnes ou à la mousson. C'est là un élément d'une très-grande importance dans l'évaluation des dangers de brusques surcharges des ouvrages. La soudaineté des crues des torrents, venant des montagnes que croisent les canaux dans le Doab septentrional, est un des traits les plus dangereux du régime de ces torrents. Des hommes travaillant au barrage à travers la rivière de Muskurra ont été emportés par une crue sans avoir eu le temps de gagner les culées; ce n'est qu'après une longue expérience et sans avoir pu acquérir à cet égard une certitude complète, qu'on est arrivé à ouvrir chaque fois à temps les déversoirs de fond avant l'arrivée des crues. La rivière de Muskurra, au point où le barrage est situé, à 193 11^m. 72 (12 milles) de sa sortie des Siwaliks, a une pente de 1^m. 80 par kilomètre (9 pieds 1/2 par mille); on peut dire

que la pente des torrents sablonneux qui croisent le canal en prenant les longueurs à l'amont et à l'aval des ouvrages, varie depuis 0^m.94 jusqu'à 4^m.83 par kilomètre (5 pieds jusqu'à 25 pieds 1/2 par mille); au contraire, le Gange et la Jumna, qui roulent sur des cailloux et des galets, ont, aux points où les canaux s'en détachent, des pentes qui sont respectivement de 3^m.03 et de 3^m.79 à 5^m.68 par kilomètre (16 et de 20 à 30 pieds par mille).

Sir Proby Cowtley a constaté qu'il y a des crues extraordinaires tous les sept ans en moyenne.

De 1843 inclusivement à 1853 inclusivement, la hauteur maximum par année des crues du Gange à Futigurh (Pl. 17, fig. 1) a été en moyenne de 2^m.82 (9' 2", 9) au-dessus de l'étiage; la plus haute crue, le 17 juillet 1845, a atteint 3^m.29 (10' 8"); la crue maximum la plus faible a été de 2^m.71 (8' 11") au-dessus de l'étiage. A Cawnpoor, pour la même période, la crue la plus forte déjà citée a atteint 4^m.16 (13' 8") au-dessus de l'étiage, la hauteur de la crue maximum la plus faible a été de 3^m.60 (11' 10"); enfin la moyenne des crues maxima pour les onze ans a été de 3^m.85 (12' 7", 81).

N° 5. *Système d'irrigation.* — En projetant les canaux du Gange et de la Jumna, on s'est attaché surtout à les placer sur les lignes de faite qui séparent les bassins. Même pour le canal de la Jumna, dont la direction a été projetée par des ingénieurs natifs, on est frappé du soin avec lequel cette règle a été observée; bien que par économie ils aient suivi des creux et même un émissaire d'écoulement appelé le Sham Nulla, la position générale de la ligne est merveilleusement adaptée pour répandre l'eau sur le pays environnant. Le canal du Gange occupe constamment la ligne de faite.

Des considérations sanitaires, résultat de l'expérience, ont fait éviter les grandes villes et les cantonnements militaires; on a également cherché à ne pas intercepter l'écoulement naturel des eaux du pays. Partout les canaux passent

à une grande distance des villes et canaux existants à l'époque de leur construction; il n'y a d'exception qu'à Cawnpoor, extrémité obligée du canal du Gange.

II. — *La Jumna.*

N° 1. *Description du cours de la Jumna et de son K'hadir.* (Voir Pl. 17, fig. 1 et 2.) — C'est seulement à l'aval de Kusselur et de la tête de Kharra que le k'hadir de la Jumna acquiert une grande largeur; la rivière se divise entre de nombreux chenaux plus ou moins liés aux têtes de prises d'eau des canaux. Un de ces bras, appelé Bodhi-Jumna, se détache à gauche, à l'aval de Fyzabad, et, avec les eaux qui lui sont amenées par les chenaux venant de la tête de Kharra, il alimente le canal oriental ou de la rive gauche de la Jumna au barrage dit de la Boodhi-Jumna. Plus haut, en se détachant de la mère rivière, le même canal reçoit les eaux d'un autre bras dit le bras gauche de la Jumna qui est son chenal d'approvisionnement principal. (Voir pl. 17, fig. 2.)

Pendant la saison sèche, il arrive accidentellement que la Jumna disparaît entièrement à travers les galets de son lit, en un point situé un peu à l'aval des têtes de deux canaux, après qu'une partie de ses eaux a été dérivée par ceux-ci; son lit reste tout à fait à sec sur une longueur de plusieurs kilomètres où l'on ne voit émerger aucune source. L'eau reparait ensuite, et bien que la rivière soit guéable à certains points, on est obligé de se servir de bateaux aux Gathes et aux bacs pour le passage des marchandises. En face d'Agra, la Jumna est parfaitement navigable. La section d'eau moyenne à l'étiage peut être estimée à 83^m.70 (900 pieds carrés), pour une largeur de 91^m.500 (300 pieds) et une profondeur d'eau moyenne de 0^m.91 (3 pieds) avec une pente de 0^m.244 par kilomètre (1 pied 1/4 par mille) Le débit est évalué à 54 mètres cubes (2061 pieds cubes) par seconde; ce chiffre paraît fort élevé.

A l'aval, la navigation ne rencontre pas d'autre obstacle qu'un rapide étroit, au-dessus du confluent du Chumbul, qu'il est difficile, mais non impossible, de franchir pendant les sécheresses.

Les cailloux et galets cessent à un point situé sur le courant principal au-dessus de la latitude de Dadoopoor, et le cours de la rivière se continue sur un lit de sable.

On a pour limite du k'hadir à gauche, depuis la tête de Kharra, une haute berge bien définie dont la crête est bordée d'un grand nombre de villes importantes jusqu'à Kurnal, qui est situé à 96 kilomètres $\frac{1}{2}$ (60 milles) à l'aval de Kulesur. A ce point, en face Kurnal, la largeur du k'hadir est de 16^k.090 (10 milles) et elle n'est moindre nulle part à l'amont. Ce k'hadir, dont la plus grande partie est à gauche de la rivière, est couvert de larges et profondes découpures qu'y font d'anciens lits abandonnés, des mortes étendues et des marécages, il est cependant en partie cultivé sur de grandes étendues et parsemé de villages. La rivière se déplace incessamment, séparant certaines portions de territoire et certains villages des districts auxquels ils appartiennent et causant beaucoup de dommages aux propriétés privées.

Il arrive souvent qu'un même terrain passe de l'état marécageux à l'état sec pour retourner ensuite à l'état marécageux, et ainsi de suite.

De Kurnal à Delhy la rivière a actuellement un cours fort sinueux avec un k'hadir assez régulier qui, en face de Kyranuh et de Paneeput, n'a pas moins de 16 kilomètres (10 milles) de largeur situés pour la plus grande partie à gauche.

Au village de Sikrani où commencent les pertes par filtration sur le canal de la Jumna, les k'hadirs de l'Hindun et de la Jumna se réunissent et occupent une très-grande étendue de terrains bas dans laquelle sont situés la ville de Shahderuh et de nombreux villages.

De Delhy à Agra, dont la distance est d'environ 209 kilomètres (130 milles) en ligne droite et bien plus grande en suivant les sinuosités de la rivière, la limite du k'hadir se tient sur la gauche, à une certaine distance de la rivière qui ne dépasse pas 10 kilomètres (6 milles); mais sur la droite elle en est plus rapprochée.

A l'aval d'Agra, la Jumna a un cours très-sinueux et est flanquée de ravins qui se montrent surtout sur la droite dans les 52 premiers kilomètres (20 milles) à partir d'Agra et ensuite d'une manière continue des deux côtés. Le k'hadir se trouve alors remplacé par un chenal comparativement resserré, bordé de ravins du plus formidable caractère.

Un peu en amont de la ville d'Humerpoor, la branche du canal du Gange, dite d'Etawah, forme sa jonction avec la Jumna, à l'aval des confluent des rivières du Sindé, du Punhoo et du Seyngoore. Vers ces confluent les ravins occupent une grande largeur sur les côtés et se continuent en remontant le cours de chaque rivière. Il en est de même des autres affluents jusqu'à Allahabad.

A Allahabad, le Gange et la Jumna se réunissent. Ainsi qu'on le lit dans Quinte-Curce, pendant les pluies le volume d'eau énorme qui descend du Gange arrête l'écoulement de la Jumna qui, en ce point de jonction, est relevée jusqu'à une hauteur de 12^m.80 (42 pieds) au-dessus de l'étiage. Les deux fleuves ont des crues si élevées à leur approche d'Allahabad qu'elles se rejoignent en certains points à travers le Doab, et qu'il a fallu endiguer le Gange sur sa droite.

N° 2. *Affluents de la Jumna.* — Les affluents principaux de la Jumna sont : l'Hindun, dont le confluent est à l'aval de Delhy; le Kurroon, qui tombe dans la Jumna immédiatement à l'aval d'Agra; enfin le Seyngoore et le Rind ou Orund, qui joignent la Jumna près de Moosanuggur et Jarkhas, deux grandes villes du district de Cawnpoor.

L'Hindun, qui naît un peu à l'amont de Suharunpoor, reçoit un peu à l'aval de cette ville un affluent considérable

formé par la réunion de la Nulla (morte) de Pandooi et de la Dunwla, puis la Kalli-Nuddi orientale qui égoutte un vaste territoire remontant jusqu'à Roorkee, sur le bord du k'hadir du Gange, enfin le Kirsunni, cours d'eau pérenne venant du sud. Il descend ensuite sans nouvel affluent jusqu'à la Jumna à travers un k'hadir très-étendu. Il n'a qu'un faible débit à l'étiage jusqu'au pont suspendu de Ghazioddeen-nugur; à l'aval de ce point il n'est plus guéable que sur des points isolés et il forme la grande artère du bassin de la Jumna jusqu'à Delhi. La longueur de son cours est de 174 kilomètres (108 milles).

Le Kurroon, le Seyngoor et le Rind naissent et coulent constamment dans un pays de toutes parts entré-coupé de marais et de dépressions abruptes dont plusieurs sont d'une grande étendue; aussi l'étude du tracé du canal du Gange dans cette partie a présenté des difficultés. Lorsque ces mêmes rivières approchent de la Jumna, elles ont des sections bien définies et profondément encaissées entre des ravins. Leurs longueurs sont respectivement : pour le Kurroon, 129 kilomètres (80 milles); pour le Seyngoor, 290 kilomètres (180 milles); pour l'Orrund ou Rind 322 kilomètres (200 milles).

III. — *Canaux de la Jumna.*

N° 1. *Description générale.* — Jusqu'en 1838, tous les canaux d'irrigation construits dans les provinces du nord-ouest, à part quelques-uns dans le Deyra-Doon et le Rokilkund, étaient alimentés par la Jumna, et consistaient en deux lignes : une sur la rive droite de cette rivière, pour l'irrigation des districts de Kurnal, Paneeput, Delhi et les autres contigus à l'ouest; l'autre sur la rive gauche, pour l'irrigation des districts de Suharunpoor, Mozuffur-Nugur et Meeruth situés sur la rive droite de l'Hindun entre les Siwaliks et Delhi. (Voir la carte générale, Pl. 17, fig. 1.)

Les canaux de la Jumna ont eu à traverser, dans les conditions les plus difficiles, les nombreux torrents venus des montagnes qui sillonnent le pays situé au pied des monts Siwaliks. A voir seulement sur la carte les deux canaux avec leurs tracés et leurs ouvrages disposés à peu près symétriquement par rapport à la rivière, on croirait qu'on a dû, pour tous deux, rencontrer les mêmes difficultés d'exécution et de conservation.

Dans les divisions du centre et du sud, les niveaux des deux canaux se correspondent généralement. Toutefois, sur la rive gauche, le k'hadir de la Jumna s'étend jusqu'au village de Sorrowli qui touche le canal oriental de la Jumna à une distance d'environ 19 kilomètres (12 miles) de la rivière, et le canal rentre dans le k'hadir par une série de barrages d'écluses.

Sur la rive droite, les terres hautes contiguës au k'hadir se continuent jusque tout près de Delhi, qui emprunte au canal de la Jumna l'eau qui lui est nécessaire pour les usages domestiques; la descente dans la vallée s'opère à l'extrémité d'aval du canal et la chute sert à faire tourner quatre moulins.

C'est dans les parties supérieures que se trouvent les plus grandes différences entre les deux canaux. Celui de la rive gauche, en se détachant de la mère rivière, passe sur des lits de rivière ou torrents larges et ouverts dont le fond, formé de cailloux, épuise la force du courant. Ces lits s'étendent au sud jusqu'au barrage de Dadoopoor à une distance de 26 kilomètres et demi (6 milles); dans tout leur parcours, ils sont le réceptacle des eaux de pluie du pays qui s'écoulent pendant les crues soit sur la campagne, soit par des brèches que l'on répare tous les ans après la saison des pluies. Le barrage de Dadoopoor, qui règle l'alimentation du canal d'irrigation, est aussi le déversoir de décharge des crues du Putrella et du Sombe, deux torrents dont le dernier a des dimensions très-considérables. A

partir de ce barrage, le canal s'avance en suivant le pays bas jusqu'à 96 kilomètres $1/2$ (60 milles) à l'aval de Dadoopoor. A ce point, il atteint le niveau du pays haut et il se prolonge à cette hauteur par deux branches qui aboutissent, celle de gauche à Delhi et celle de droite à Hansi.

Si l'on fait abstraction des torrents de Putrella et de Sombe, dont le passage par-dessus le canal s'effectue au moyen d'ouvrages d'art en maçonnerie, on peut dire que l'on n'a point à redouter les crues, lors même qu'elles atteignent un volume extraordinaire; en effet, sur les 97 premiers kilomètres (60 milles) de son cours, le canal se tient dans le k'hadir, dont il suit les détours comme un cours d'eau naturel et dans le reste de son parcours, il se trouve sur les hautes terres à une distance du pied des montagnes à laquelle déjà les crues ont cessé d'avoir des pentes torrentielles. Elles passent directement sur le canal sans causer aucune avarie soit à ses ouvrages, soit dans la campagne.

Le canal oriental de la rive gauche, ou autrement dit du Doab, après avoir emprunté sur 6 kilomètres $1/2$ (4 milles), le lit caillouteux de la Boodhi-Jumna, entre dans une profonde tranchée et court sud-ouest à partir du village de Nyashuhur. Là, il rencontre toutes les difficultés naturelles à une ligne de canal qui croise, à angle droit, la direction des artères d'écoulement des eaux d'un pays de montagne. En sortant de la tranchée de Nyashuhur, il coupe dans un parcours de 16 kilomètres (10 milles) le Raipoor, le Jatouwala, le Nogong et le Muskurra, quatre torrents plus ou moins considérables venus des montagnes. Les deux derniers ont de vastes proportions et un lit majeur endigué. Après le passage du Muskurra, le canal se maintient sur les hautes terres et plateaux.

Ainsi, les deux canaux de la Jumna ont une même pente totale, mais qui est répartie d'une manière toute différente par suite de la nature différente aussi du pays traversé. Sur le

canal de la rive droite, elle est absorbée naturellement et facilement par de larges et sinueux lits de galets mis à découvert. Le canal de la rive gauche ou du Doab n'est point établi sur de pareils lits ; il entre immédiatement sur les terres hautes, et il a dû racheter l'excès de pente du terrain naturel par des chutes artificielles. Comme toutes les difficultés et les travaux d'art de toute sorte s'y trouvent réunis, on ne donnera que de lui seul une description détaillée.

Ce canal n'aurait pu être dirigé à l'Est perpendiculairement à la direction des torrents du pays haut, si cette contrée n'avait eu, du côté de l'Est, une certaine inclinaison qui a permis de changer la direction de l'écoulement d'une grande partie des eaux des torrents avant qu'ils n'atteignent le canal, de manière à réduire autant que possible leur action sur les ouvrages à l'aide desquels ils le traversent. Les crues de Muskurra ont été détournées dans trois rivières qui sont des affluents de l'Hindun, en sorte qu'il est réduit à un très-faible volume lorsqu'il atteint le canal. On a, de la même manière, rejeté les crues du Jalouwala dans la rivière de Nogang, et celles de cette dernière dans le Muskurra. (Voir les *fig.* 15 et 16 de la Pl. 16.)

N° 2. *Têtes de prise d'eau* (Pl. 17, *fig.* 2). — Les deux canaux de la Jumna prennent leurs eaux à cette rivière en des points où elle coule avec une pente très-forte sur un lit de cailloux et de galets; des épis, s'avancant en saillie dans la rivière, dirigent l'eau vers l'entrée du chenal en déblai qui forme la tête du canal, et cela avec facilité et avec de grands avantages. Quand les demandes d'eau sont très-étendues, comme cela arrive accidentellement certaines années, ces éperons sont jetés perpendiculairement à travers la Jumna et forment un barrage temporaire; à cause de la forte pente du lit, l'influence de la retenue ne s'étend que peu à l'amont. Le procédé est très-simple, et si le chenal creusé a assez de profondeur et de capacité,

rien n'empêche que la rivière y soit jetée en entier avec une très-faible dépense.

La plus grande difficulté est de défendre les têtes et les épis contre les crues subites de la rivière. En outre, pendant la saison des pluies, l'entrée du canal est souvent obstruée de masses de galets qu'il faut enlever pour assurer l'alimentation pendant l'hiver. Néanmoins, comme on a affaire à des volumes d'eau comparativement faibles, on a pu, sans trop de difficulté, maintenir l'alimentation des deux canaux de la Jumna sans établir un barrage de dérivation permanent. Les galets, qui sont dans le lit de la rivière, et les jungles des environs des têtes de prise d'eau fournissent d'abondants matériaux pour l'exécution des épis et autres ouvrages de défense; d'un autre côté, l'eau qui, pendant une grande portion de l'année, vient uniquement et sans mélange des montagnes, passe dans les têtes des canaux libre de vase et d'impuretés. On a cherché, dit sir Proby Cowtley, à dériver les eaux de la Jumna plus à l'aval à l'aide de barrages en rivière, comme le conseille sir Arthur Cotton. Dans le voisinage de Kurnal, le canal de la rive gauche est très-peu élevé au-dessus de la Jumna elle-même. Le nivellement ayant indiqué un point très-favorable pour une tête de prise d'eau près du village de Kulsowra, où la rivière n'est distante du canal que de 9 kilomètres $\frac{1}{2}$ (6 milles), et où le k'hadir se rétrécit un peu à droite de la rivière, on pensa à descendre la tête de prise d'eau en ce point où le lit de la Jumna et le k'hadir sont dans la région des sables. La totalité de la saison des travaux, c'est-à-dire depuis la fin des pluies en novembre 1827 jusqu'au commencement des pluies en mars 1828, fut employée à enfoncer des pieux et à faire d'autres travaux de défense pour une nouvelle tête; en même temps des dispositions furent prises à grands frais pour défendre contre les effets des crues de la saison suivante l'ouvrage exécuté du moins en partie.

Ce fut peine inutile : le tout fut emporté sans qu'il en restât aucun vestige.

Les résultats malheureux de cet essai firent renoncer à tout autre. Sir Proby dit que ce fut la dernière expérience faite *dans les conditions de la question* jusqu'en 1836, où l'on projeta le canal du Gange ; en effet, il n'admet pas que l'on puisse se prévaloir des travaux exécutés ailleurs que sur ces rivières d'une nature toute particulière. Le souvenir de cet échec empêcha les ingénieurs d'établir la tête de dérivation du canal du Gange dans la partie où son lit est composé de sable.

Dans la partie sablonneuse du lit, ajoute sir Arthur Proby, le voisinage de Kurnal était la seule situation possible pour la tête du canal de la rive gauche de la Jumna ; la grande étendue du k'hadir à l'amont et la nature de son sol rendaient dangereuse toute position qui aurait été choisie plus à l'amont sur le cours de la rivière. On peut en dire autant de tout le k'hadir à l'aval de la tête du canal.

Eu égard à la nature du sol dans lequel il est ouvert, le canal du Doab peut être divisé en quatre parties ;

Pour la première, qui s'étend jusqu'en face d'Allumpoor, cailloux et galets (Voir le profil en long, Pl. 18, *fig. 1*) ;

Pour la deuxième, d'Adunpoor à Surkurri, sable avec quelques lits d'argile sur certains points ;

Pour la troisième, de Surkurri à Jaoli, argile mêlée sur certains points de kurkur ;

Dans la dernière partie, de Jaoli à la fin du canal à Selumpoor, on trouve du sable.

N° 3. *Écoulement des eaux courantes coupées par le canal du Doab.* — Les écoulements et cours d'eau que coupe le canal en ont été ou bien détournés en partie ou en totalité, ou bien admis dans le canal ; dans ce cas, ils en sortent soit en face, ce qui constitue les passages à niveau, soit plus bas lorsque la faible importance du cours d'eau a per-

mis de supprimer son ancien écoulement à l'aval de la croisée du canal.

Chaque passage à niveau se compose essentiellement d'un seuil ou barrage-déversoir que l'on établit dans le lit du torrent immédiatement à l'aval de la traversée du canal. Le plus souvent le barrage n'est plein que sur les côtés, et il renferme un vannage central formant déversoir de fond. Les deux culées de ce barrage sont reliées à la digue du canal située de ce côté; on lève les vannes pour livrer passage aux crues. Les eaux du torrent, à l'amont, entrent en face dans le canal, soit par une simple interruption de la digue de ce côté, soit par un mur de chute ou déversoir de superficie avec culées à ses extrémités. Il y a généralement sur le canal, immédiatement à l'aval d'un passage à niveau et se reliant aux ouvrages qui le forment, un pont à vannes ou régulateur. La manière dont se manœuvrent, en général, les régulateurs sur les canaux de la Jumna est représentée aux *fig.* 12, 13, 14, de la Pl. 16 (passage du Tummilair).

L'avant-bec et les rainures sont figurés sur la *fig.* 14 : une vanne de 1^m.52 (5 pieds) de hauteur reste suspendue pendant la saison sèche et est abaissée avant l'arrivée des crues. Lorsqu'on a retiré les chaînes qui ont servi à la descendre, on fait glisser dans les rainures des madriers horizontaux jusqu'à ce que l'ouverture, restant par-dessus la vanne, soit fermée. La manœuvre se fait par des natifs et dure 18 minutes.

L'établissement et le maintien des passages à niveau n'a pas été exempt de difficultés. Les plus sérieuses se sont présentées au barrage de Nogong. (Voir Pl, 18, *fig.* 16, 17, 18 et 19.) C'est un ouvrage en maçonnerie construit à travers le lit d'un torrent ou rivière torrentielle qui a un bassin d'environ 145 kilomètres carrés (56 milles carrés) dont 65 kilomètres carrés (25 milles carrés) en montagne et le reste en forêts et jungles au pied. L'ouvrage est à une dis-

tance de 11 kilomètres (7 milles) du pied des montagnes; la pente du lit du torrent, au point où il a été construit, était de 2^m.17 par kilomètre (11 pieds 1/2 par mille). Il y avait, au centre de la rivière, vingt-quatre vanes de 2^m.14 (7 pieds) de largeur chacune, dont huit au centre avaient leur seuil à 0^m.61 (2 pieds) et les autres à 1^m.22 (4 pieds) au-dessus du lit; les piliers des vanes étaient arasés à 1^m.83 au-dessus du lit, et, au-dessus de ce niveau, les crues passaient sur le barrage en une nappe non interrompue. Le massif de maçonnerie du barrage se terminait, à l'amont et à l'aval, par des murs de garde descendant au-dessous des fondations du massif. En amont, il y avait un radier de 3 mètres, et en aval, un radier de 6 mètres de largeur. Les murs de revêtement, se reliant aux culées du barrage, étaient défendus par des lignes de pieux battus à 3 mètres de distance de ces murs, et l'intervalle jusqu'à ces murs était rempli de pierres.

Lorsqu'on exécuta cet ouvrage en 1828 et 1829, le lit de la rivière avait une pente uniforme dans l'emplacement à l'amont et à l'aval du barrage avec une profondeur de 2^m.44 à 2^m.74 (8 à 9 pieds) au-dessous du pays riverain.

De 1830 à 1834, à la suite des pluies, le lit s'appronfondit constamment à la queue de cet ouvrage. Le radier s'affaissa et l'on construisit un autre radier ou arrière-radier, partie en maçonnerie, partie en charpente et galets, flanqué de saucissons et de fascines, en suivant une pente qui se raccordait avec le lit de la rivière. (Voir Pl. 18, *fig.* 18.)

Au commencement des pluies de 1845, onze ans après la construction de la digue, la largeur totale de l'arrière-radier qu'on avait accrue successivement était de 24^m.4 (80 pieds). Toutefois, comme il y avait une chute de 6^m.40 (21 pieds) entre le seuil des vannages et le lit de la rivière touchant l'arrière-radier, une forte crue qui survint lors des premières pluies de 1841, tourna la culée gauche et les défenses en fascinages à la suite et emporta la partie de l'arrière-radier

près des culées; elle ne fut arrêtée dans son œuvre de destruction que par la plate-forme générale en maçonnerie sur laquelle l'eau tombait en une cascade non interrompue de 4^m.75 (15 pieds) de haut.

La gravité de l'accident et les trois mois des crues qui devaient le suivre ne permettaient de tenter que de faibles réparations; on n'avait d'autre ressource que de jeter toute la crue dans le canal et de condamner l'ouvrage pour toute la saison; ce moyen réussit.

Les nouveaux travaux de défense n'étaient point encore terminés et consolidés, et l'on n'avait point encore enlevé les encoffrements établis au devant des vannages quand survint la première crue de 1842 qui fut d'une force extraordinaire; elle emporta le centre du barrage et ne laissa debout que les deux côtés séparés par une brèche de 45^m.75 (150 pieds) de large. Le courant ne trouvant plus d'obstacle, il se produisit une révolution complète dans le lit de la rivière; le précipice qui, comme on l'a vu, s'était fait à l'arrière de l'ouvrage fut entièrement comblé; à la fin des crues, le lit de la rivière présentait une pente uniforme qui recouvrait de 3^m.66 (12 pieds) de sable la partie de l'arrière-radier qui, en raison de sa situation basse, n'avait pas été détruite.

C'est là un résultat important d'expérience qui, joint aux résultats constatés à la traversée du canal du Gange par le torrent de Ranipoor, a mis en évidence la nature de l'action des torrents montagneux sur les ouvrages établis dans leur lit.

On reconstruisit la digue en l'adaptant au niveau nouveau du lit qui était de 3 à 4 mètres en contre-bas du seuil de l'ancien barrage; on adopta le profil représenté Pl. 18, fig. 19.

Le barrage fut pourvu de douze ouvertures ou vannes, chacune de 3 mètres, séparées par des piliers immobiles de 0^m.58 de largeur seulement pour offrir moins de prise à l'ac-

tion du courant. Les fondations d'amont furent protégées par une pile de pieux jointifs enfoncés de 4 mètres, reliées au massif du barrage par un solide radier; on répara les talus d'aval et on les pava en briques; on éleva les murs de revêtement du canal liés au barrage jusqu'à la hauteur d'une crue de 3 mètres dans la rivière. Enfin, pour s'opposer à l'affouillement du nouveau lit à l'aval, on construisit, à une certaine distance à l'aval du barrage, à travers le lit, une sorte de seuil composé de deux files de pieux jointifs battus à une distance de 12 pieds l'une de l'autre, et dont l'intervalle fut rempli avec des coffres en charpente remplis de pierres et descendant jusqu'à une profondeur de 1 mètre à 1^m.50. Ces mesures réussirent.

N^o 4. *Pentes et chutes sur le canal du Doab.* — Le profil en long de la Pl. 18, *fig. 1*, joint à la carte de la Pl. 17, *fig. 1*, donnent une idée de la distribution des pentes du canal du Doab. Elle est résumée ci-dessous :

	DISTANCES.	
	kilomètres.	mètres.
1 ^o De la tête du canal jusqu'à Manikpoor.	45 060	56.84
2 ^o De Manikpoor à Surowli.	151 275	57.68
3 ^o De Surowli à Delhi.	17 702	13.91
Totaux.	214 037	128.43

On passe de la tête du canal au niveau de Suhrarunpoor et de Surowli au k'hadir de la Jumna par deux chutes ou gradins, entre lesquels s'étend une surface d'une pente moyenne de 0^m.31 par kilomètre (20 pouces par mille).

En 1830, le canal était creusé et la plupart des ouvrages terminés. Chaque pont était défendu, du côté d'aval, par un mur de garde qui, dans la partie du nord où le sable domine, descendait jusqu'à une profondeur de 4^m.42 (14 pieds 1/2).

Le niveau du plafond du canal, dans ses différentes parties, avait été réglé sur la hauteur des terrains à irriguer, en sorte que le profil en long de ce plafond était parallèle au terrain naturel. Il se composait de parties en pente modérées séparées chacune de la suivante par un rapide. Dès que l'eau fut introduite dans le canal, la force énorme du courant sur les rapides eut des effets si destructeurs qu'on dut créer des chutes pour réduire les pentes excessives. (Voir le profil en long, Pl. 18, *fig. 1*). La ligne ponctuée représente le fond primitif du canal, et la ligne pleine le fond actuel après les améliorations réalisées.

Avant qu'on eût exécuté ces ouvrages, le lit du canal, en même temps qu'il se creusait à l'amont des rapides, s'ensablait ou s'envasait dans leurs parties d'aval, en sorte que le profil en long tendait vers une pente uniforme.

Eu égard à la nature du fond, on a été conduit à diviser le profil en long en deux parties : la première de la tête du canal au pont de Kandhla, la deuxième de ce point à Selimpoor et à la Jumna. Dans la première partie, bien que la pente totale soit énorme, comme le lit du canal est composé de galets, on n'a construit aucun ouvrage en maçonnerie pour former des chutes artificielles; on s'est contenté de défendre les ponts contre les affouillements qui se produisaient à l'aval au moyen d'encoffrements en charpente remplis de pierres. Dans cette partie, il n'y avait de navigation que par radeaux.

Au contraire, dans la deuxième partie, de Kandhla à la Jumna, on a, par des chutes artificielles avec écluses, réduit autant que possible la pente à 0^m.31 par kilomètre (20 pouces par mille) en moyenne, avec quelques variations dépendant de la résistance du fond. On a relevé les digues du canal en même temps que le plafond dans les parties ensablées ou envasées. On a ainsi, depuis le barrage de la Boodhi Jumna à Nyashuhur jusqu'à la tête de Belka (où se

trouve une chute et un régulateur), une pente naturelle sans chutes artificielles.

	CHUTES.
De Belka à Surkurri, pente de fond réduite à.....	mètres. 3.33 par kilomèt.
De Surkurri à Kherra.	4.54 par kilomèt.
De Kherra à Sookulpoor.....	3.79 par kilomèt.

De Surkurri à Kherra il y a neuf demi-chutes de 1^m.20 (48 pouces), placées chacune à la suite d'un pont. Chaque demi-chute est formée d'une double courbe et suivie d'un radier de 12^m.20 (40 pieds) de long en maçonnerie protégé lui-même par un arrière-radier composé de coffres chargés de galets ou de kunkur. Le radier et l'arrière-radier ont une pente totale de 0^m.30 (12 pouces) et sont défendus par une file de pieux enfoncés à une distance de 7^m.62 (25 pieds) à l'aval pour interrompre le progrès de tout affouillement qui remonterait à l'aval. En outre, des enrochements étaient approvisionnés sur la rive pour combler tous les creux qui auraient pu se produire.

Les chutes, sur le canal de la Jumna, sont des ouvrages construits sur un type représenté par la *fig. 4* de la Pl. 17, modifié comme il suit :

1° On a des files de pieux jointifs au lieu de murs de soutènement.

2° Ces chutes ont un débouché linéaire libre de 15^m.25 (50 pieds) réparti entre une arche centrale de 6^m.10 (20 pieds) et deux autres arches de 4^m.53 (15 pieds) de portée chacune.

La lame déversante a en moyenne 0^m.91 (3 pieds) et au maximum de 1^m.07 à 1^m.14 de hauteur, ce qui correspond à des débits par seconde de 269^{mc}.10 (882^{pc}.300), 339^{mc}.36 (412^{pc}.650) et 375^{mc}.26 (1230^{pc}.375).

Le déversement commence à l'aplomb de la tête amont du pont. Le profil de la chute est une courbe à double courbure figurée au dessin. On a construit sur la gauche de chaque chute une écluse pour passer d'un bief dans l'autre ; mais partout où le canal n'est point exceptionnellement rétréci, les bateaux n'ont jamais osé se présenter aux écluses de peur d'être entraînés sur la chute.

Section du canal. — La *fig. 7* de la Pl. 18, représente la section du canal entre les fossés-limites *a* du terrain qu'il occupe. Entre les points *x* et *x'* on ne tolère aucune végétation, afin d'empêcher le canal d'être envahi par les herbes ; on n'a fait d'exception que pour quelques allées de manguiers.

Les sections représentées dans les *fig. 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15* de la même Pl. 18, donnent les dimensions du canal dans ses différentes parties ; elles montrent en même temps les affouillements dûs aux remous à l'aval des chutes et la hauteur que l'on a dû donner aux digues pour qu'elles surmontent les dépôts ; les affouillements et les dépôts sont représentés par les parties ombrées des sections.

N°5. Principaux ouvrages sur le canal du Doab. — §1. *Tête de la Boodhi-Jumna.* — En 1834, un rapide existant sur la Jumna au point A (Pl. 17, *fig. 2*) qui formait la tête de prise d'eau de Fyzabad, avait remonté assez loin pour qu'on dût renoncer à diriger, à partir du point A vers l'amont, un épi regagnant la tête du rapide ; on se détermina à prendre possession de la branche de Badshamahul et à y reporter la tête, en faisant en ce point une tranchée en tête de la branche et construisant une digue en C pour empêcher les eaux de retourner à la mère rivière en face de Fyzabad. On conserva la tête A de Fyzabad, afin de pouvoir se servir à volonté de l'une ou l'autre tête en cas de réparations à exécuter. (Voir le plan des têtes du canal oriental de la Jumna, Pl. 14, *fig. 2*)

Le barrage de Fyzabad consiste en un massif de 15^m.42

(44 pieds) de largeur, et de 0^m.91 (3 pieds) d'épaisseur en maçonnerie de galets et de mortier de chaux avec murs de garde de 1^m.83 (6 pieds) de profondeur à l'amont et à l'aval. Sur les côtés ou flancs du massif sont des déversoirs de superficie et, au joignant de ceux-ci, des murs de revêtement se reliant aux digues du canal. Entre les déversoirs extrêmes, des piliers de 1^m.83 (6 pieds) de haut divisent l'espace en vingt ouvertures ou pertuis de 3^m.05 (11 pieds) de large chacune.

§ 2. *Barrage de dérivation de Nyashuhur sur la Boodhi-Jumna.* — Cet ouvrage est semblable à celui qui vient d'être décrit. Il a trente ouvertures ou pertuis de 2^m.13 (7 pieds) de large chacune. Les dix du centre ont leurs seuils à 1^m.22 (4 pieds) au-dessus du fond du lit et reçoivent sur une hauteur de 0^m.61 (2 pieds) des vannes ou poutrelles.

Le barrage se termine, comme celui de Fyzabad, des deux côtés par des déversoirs de superficie s'élevant en gradins de 2^m.90 (9 pieds 1/2), l'un au-dessus de l'autre.

Le pont régulateur qui est placé dans le canal à quelque distance du barrage, comprend trois arches chacune de 6^m.10 (20 pieds) d'ouverture, avec portes, poutrelles horizontales, cabestans, etc. On ferme ce pont pendant les crues.

Ponts sur le canal. — Tous les ponts sur le canal ont, sous chaque arche, des radiers en forme de voûte renversée de 0^m.30 (1 pied) au moins de flèche; ces radiers sont défendus par des murs de garde à l'amont et à l'aval, lorsque les ponts ne sont pas fondés sur puits, ce qui a lieu généralement pour les ponts régulateurs. Les premiers ponts ont trois arches, dont une centrale de 6^m.10 (20 pieds) et deux latérales de 4^m.52 (15 pieds) de large chacune, jusqu'à celui de Sukurri, dont les arches latérales ont seulement 3^m.05 (10 pieds) de débouché. A la suite, les ponts jusqu'à celui de Balpoor ont deux arches de 5^m.12 (25 pieds) de largeur

chacune. Six ponts à la suite ont une arche centrale de 6^m.10 (20 pieds) et deux arches latérales de 4^m.83 (6 pieds) de portée chacune pour les deux premiers ponts et de 1^m.51 (5 pieds) pour les quatre derniers. Au pont de Nynpoor et aux suivants, la largeur de l'arche centrale est réduite à 3^m.69 (18 pieds). Le pont de Mundiât et les trois suivants ont une seule arche dont l'ouverture va en diminuant depuis 5^m.12 (25 pieds) jusqu'à 3^m.61 (16 pieds).

Barrage de Nogong. — Voir la description qui en a été faite au n° 3 du présent titre (page 143).

§ 3. *Chutes de Belka* (voir Pl. 17, fig. 5 bis). — On a construit originairement à la chute de Belka deux chambres ou sas faisant suite à deux arches, l'une de 4^m.57 (15 pieds), l'autre de 6^m.10 (20 pieds) de large. Dans chaque chambre, il y avait deux chutes, chacune de 2^m.29 (7 pieds 1/2); la chambre de 4^m.57 (15 pieds) de large devait recevoir des portes pour écluses. Le profil de la chute est une courbe à double courbure. On pensait construire une troisième chambre de 4^m.57 (15 pieds) de large lorsque le besoin s'en ferait sentir pour les irrigations.

Chutes de Behut. — Les chutes de Behut sont semblables aux précédentes; elles comprennent trois chambres ou pertuis, avec chutes de 2^m.44 de hauteur, faisant suite aux trois arches d'un pont de 20 mètres d'ouverture, chacune de 6^m.10 (20 pieds); la chambre de droite forme le sas d'une écluse. Cet ouvrage est fondé sur puits.

§ 4. *Rivière de Muskurra.* (Voir Pl. 16, fig. 15, 16, et Pl. 17, fig. 4 et 5.) — On a commencé par ouvrir, sur des largeurs de 10 à 13 mètres, les coupures destinées à dériver des crues de cette rivière, et l'on a établi dans la rivière des épis qui y ont dirigé le courant des crues. Celui-ci a élargi graduellement les coupures où l'on avait soin de faire tous les ans un curage après les crues. En même temps on prolongeait chaque année les éperons, et les coupures s'élargissaient proportionnellement jusqu'à ce

qu'enfin on pût remplacer les épis par des barrages complets.

Trois barrages en travers de cette rivière ont permis de dériver ses crues dans trois coupures aboutissantes à trois affluents assez rapprochés de la rivière d'Hindun. Le premier de ces ouvrages est formé d'un double rang de coffres en charpente placés en échelon dans la partie la plus profonde de la rivière qui est sous le coup de l'action la plus forte du courant torrentiel. Ce système a bien réussi, et tout le lit de la Muskurra, à l'aval du barrage, est couvert de gazons et de broussailles. Le courant est très-fort le long du bord *xxx*, mais comme sa direction est dans le sens de la coupure, il n'y a point de corrosion. (Voir Pl. 17, fig. 5.)

Le deuxième barrage a été formé par un massif de galets recouvert de fascinage et a bien tenu.

Le troisième, qui reposait sur un lit de sable, a été abandonné après plusieurs accidents.

Les autres barrages n'ont pas exigé de précautions exceptionnelles.

§ 5. *Passage du Muskurra.* — On a réalisé le passage à niveau du Muskurra par le canal en construisant dans la rivière, immédiatement à l'aval du point de passage, un barrage à vannes comprenant trente ouvertures dont dix au centre de 2^m. 14 (7 pieds) chaque, pourvues de portes; les autres formaient demi-déversoir de superficie et recevaient par-dessus des poutrelles; le vannage entier était flanqué de murs en maçonnerie se reliant aux digues du canal défendues par des perrés sur une certaine longueur; ces murs formaient déversoir de superficie, de telle sorte qu'une crue de 2^m. 75 de hauteur pouvait s'écouler sans dépasser le sommet des digues du canal. A la suite d'accidents semblables à ceux qu'on avait éprouvés au barrage de la rivière de Nongong, on remplaça six demi-déversoirs par une seule ouverture de 26 mètres de large.

Avant la crue de 1835, l'ouvrage présentait, pour la par-

tie à l'aval et à la suite du massif en maçonnerie, une section représentée par la *fig. 4* de la Pl. 17. La crue de juin 1835 emporta tout l'ouvrage en bois à la correspondance de dix-huit ouvertures du centre et le corps même du barrage à la correspondance de dix autres. Le barrage fut rétabli comme il suit : on conserva les six ouvertures de 6^m.14 de largeur sur le côté gauche de l'ouvrage, et l'on divisa l'espace entre elles et l'ouverture de 25^m.92 en douze ouvertures de 3^m.10 chacune, munies de portes. On construisit sur le côté droit de l'ouvrage une autre grande ouverture de 20 mètres, et l'on remplit toute la plate-forme du barrage à une profondeur aussi grande que l'on put, eu égard à l'abondance des sources, avec une maçonnerie de galets et de mortier. La plus grande partie fut pavée en briques sur le bord. (Voir AA de la *fig. 4*, Pl. 17.) De B en C, c'est-à-dire sur 12 mètres de largeur du profil en travers de la digue, des coffres en charpente remplis de galets et reliés ensemble dans le haut par des traverses, furent disposés suivant une pente totale de 1^m.83; le tout fut retenu en position par des lignes de pieux battus parallèlement au corps de l'ouvrage; tout le radier d'amont, c'est-à-dire celui compris entre le corps du barrage et la ligne de pieux enfoncés à l'amont, fut exécuté avec une maçonnerie de galets et de mortier de ciment d'une épaisseur d'environ 1^m.83.

A l'ouverture de 26 mètres était une digue en terre arasée au niveau du sommet des piliers des vannes; à l'autre ouverture de 20 mètres il y avait une digue semblable, mais plus haute de 0^m.30 (1 pied), en sorte que les crues s'élevant jusqu'à ce dernier niveau se frayèrent un débouché additionnel en emportant cette digue plus tard que la première. Ces dispositions réussirent définitivement.

Depuis 1842, on a fortifié cette partie de l'ouvrage en remplaçant sur les points les plus menacés les simples blocs isolés par de la maçonnerie ou par des encoffrements.

La *fig. 16*, Pl. 16, représente en plan le passage du Muskurra et ses abords à l'amont.

IV. — *Distribution des eaux; résultats économiques.*

N° 1. *Rajbuhas ou canaux principaux de distribution.* — Sur le canal oriental de la Jumna, le système des rajbuhas consiste (Voir les *fig. 1, 2, 3, 4* et 5 de la Pl. 18.) en un couple de canaux de conduite latéraux, détachés des deux côtés du grand canal et généralement parallèles à sa direction sur presque toute leur longueur, et en canaux d'alimentation intermédiaires menés presque à angle droit du grand canal aux deux lignes latérales. Celles-ci sont formées de plusieurs canaux ou rajbuhas séparés qui, une fois parvenus à une certaine distance de leur point de départ et du grand canal, lui deviennent parallèles et aboutissent chacun dans le canal de même sorte ou rajbuhah faisant suite immédiatement à l'aval. Le but de cette disposition est d'empêcher l'eau de chaque rajbuhah qui n'est point prise par des canaux de distribution de se répandre en pure perte et en créant des foyers d'insalubrité.

Les rajbuhas sur le canal oriental de la Jumna se divisent en deux classes. Ceux de première classe ont des têtes en maçonnerie comportant une seule ouverture de 1^m.83 (6 pieds) de portée; pour la seconde classe, cette ouverture est seulement de 0^m.91 (3 pieds). Toutes les lignes latérales appartiennent à la première classe, et les canaux d'alimentation à la première ou à la deuxième classe suivant leur longueur ou l'étendue des irrigations qu'ils alimentent directement. Il est arrivé souvent que ces irrigations ont absorbé toute l'eau des canaux transversaux. Dans ces cas on est naturellement conduit à en augmenter le nombre en établissant quelques canaux transversaux intermédiaires.

Les quatre profils en travers de la Pl. 18, *fig. 6*, représentent les rajbuhas de première et de deuxième classe, sections en déblai et en remblai.

Pour la première classe (section en déblai), la largeur au plafond varie entre 1^m.37 et 1^m.68 (4 pieds 1/2 et 5 pieds 1/2). La hauteur, depuis le sommet des digues jusqu'au plafond, est de 1^m.52 (5 pieds) au minimum. Les digues n'ont nulle part moins de 0^m.30 de hauteur. Pour les rajbuhas de 2^e classe, section en déblai, la hauteur minimum depuis le sommet des digues jusqu'aux plafonds est de 1^m.22 (4 pieds).

L'inclinaison donnée au talus de remblai varie avec la consistance des terres que l'on emploie. Quand la pente du terrain est assez forte, on donne au rajbuha une pente longitudinale de 0^m.38 par kilomètre (2 pieds par mille), mais on est souvent obligé de se contenter de pentes plus faibles et qui descendent jusqu'à 0^m.095 par kilomètre (6 pieds par mille). La pente est répartie par gradins verticaux, dont chacun sépare deux paliers. Quand on a une chute de 0^m.38 par kilomètre (2 pieds par mille), la longueur de chaque palier est d'un furlong et la hauteur de chaque gradin de 0^m.075 (3 pouces). Lorsque les chutes sont plus faibles, on augmente la longueur des paliers.

Quand un rajbuha aboutit dans un autre, on ménage un mur de chute au point d'arrivée, et lorsqu'on le peut, on place l'arête de ce mur à 0^m.15 (6 pouces) au moins au-dessus de la ligne d'eau du rajbuha inférieur supposé pleinement alimenté. Il convient que ce dernier ait une chute immédiatement à l'amont du point de jonction. Quand on ne peut avoir de mur de chute sur l'un ou l'autre des deux rajbuhas ou bien sur aucun des deux, on y substitue des bajoyers munis de rainures avec des madriers ou poutrelles pour fermer le passage.

Les fig. 2, 4 et 5 de la Pl. 18, représentent en plan et en profil un rajbuha principal AB, et un rajbuha d'alimentation CD; on voit qu'on a aménagé les chutes et les paliers de manière à avoir immédiatement à l'amont de la jonction de ces deux canaux une chute de 1^m.22 (4 pieds) dans le premier et de 0^m.99 (3 pieds 3 pouces) dans le se-

cond, et aussi de manière à éviter les grands déblais et les grands remblais.

Quand le grand canal est pleinement alimenté, on place toujours le seuil des têtes de prise d'eau des rajbuhas en contre-haut du plafond du canal. Dans le haut du canal oriental de la Jumna, où la hauteur d'eau est de 0^m.91 (3 pieds), on place ce seuil à 0^m.30 (1 pied) au-dessus du plafond du canal; on pense qu'il convient de le mettre au tiers de la hauteur de la ligne d'eau du grand canal. On évite ainsi l'ensablement de la tête et du rajbuhā à la suite.

On donne ordinairement aux petits ponts construits sur les rajbuhas une portée égale à celle de la tête de prise d'eau; la longueur à la crête des murs de chute est égale à la largeur des ponts auxquels ils sont liés généralement.

Quand l'irrigation pour un rajbuha s'établit, il arrive communément que des cultivateurs dont les terrains sont trop élevés ou trop éloignés demandent l'autorisation de relever périodiquement le plan d'eau en plaçant contre des ponts des planches ou vannages. Ces barrages ne sont accordés qu'avec une grande réserve, dans les cas importants et de nécessité, jamais à une distance de la tête du rajbuha moindre que 3218 mètres (2 milles), autant que possible vers une chute pour y placer les poutrelles du barrage mobile. Celles-ci ne doivent jamais rester en place plus de trois ou quatre jours par semaine, pour que le courant puissent nettoyer le rajbuha.

Sur chaque rajbuha, on construit des décharges de fond latérales d'un débouché égal à celui de la tête de prise d'eau, notamment au commencement de chaque grand remblai traversant une vallée et à la rencontre avec les thalwegs d'écoulement des eaux courantes.

N° 2. *Solde des dépenses faites pour l'établissement de rajbuhas.* — Les prises d'eau particulières ne sont soumises à aucune règle empruntée à la science; elles se font au moyen de tubes ou tuyaux en bois à section rectangu-

laire de 0^m.25 sur 0^m.20 (10 pouces sur 8 pouces), fermée par un tampon, placés à une hauteur quelconque dans la digue du rajbuha. et au moyen desquels on prend la quantité d'eau qui paraît utile pour l'étendue à irriguer.

Le curage se fait deux fois par an à la tête d'un rajbuha. Ailleurs, le nombre des curages varie suivant les circonstances locales, depuis deux ou trois fois à chaque récolte jusqu'à une fois seulement tous les deux ans.

Voici comment on recouvre les avances faites par le fonds de roulement du canal avancé par le gouvernement pour la construction et les réparations annuelles des rajbuhas.

Aussitôt que l'établissement d'un nouveau rajbuha, de quelque ordre que ce soit, a été décidé, on l'exécute sur le fonds de roulement du canal sans recourir aux villages intéressés. Si la ligne est bien choisie, les demandes de prises d'eau particulières arrivent en foule pendant l'exécution des travaux, et on les accorde sans rien exiger des postulants. Le travail fini et l'eau introduite dans le nouveau rajbuha, si l'on n'a pas un besoin pressant d'argent, on attend une, deux et même un plus grand nombre d'années, à la fin desquelles on répartit provisoirement entre les différents villages, proportionnellement au nombre de prises d'eau de chacun, la dépense faite jusque-là, non compris celle de la tête du rajbuha, qui est supportée par le canal. Ordinairement la charge qui est supportée par tête de prise d'eau est de 100 à 150 roupies (250 à 375 francs).

De nouvelles demandes ont lieu ensuite; on les accorde jusqu'à entier épuisement de l'eau disponible, ou jusqu'à une certaine époque limitée; alors on fait une répartition définitive entre tous les villages concessionnaires des dépenses faites jusqu'à ce moment. Si plus tard d'autres demandes ont lieu et qu'il reste de l'eau disponible, on fait payer 500 francs pour chaque nouvelle prise d'eau; cet argent est affecté à l'entretien ou à l'amélioration du rajbuha.

Les dépenses annuelles d'entretien et de réparation sont réparties proportionnellement aux surfaces irriguées; pour faire cette répartition, on réunit ensemble un assez grand nombre de rajbuhas pour avoir une moyenne uniforme. Cette sorte de taxe est faible et ne donne jamais lieu à réclamations.

Le même système est adopté pour payer les terrains occupés par les rajbuhas.

La taxe de l'eau est très-variable, suivant les circonstances locales; elle varie de 7^{f.}36 à 35^{f.}15 pour un litre d'eau par seconde servant à irriguer de 12^{hect.}9 à 180 hectares.

Sur le canal de la Jumna, la moyenne est de 35^{f.}15 pour un litre par seconde irrigant 126^{hect.}53.

C'est seulement par comparaison avec les résultats du procédé employé en dernier lieu sur le canal du Gange que l'on a pu estimer la moyenne sur la Jumna. En effet, ce procédé consiste à distribuer l'eau par une ouverture d'une dimension déterminée et sous une pression aussi déterminée, ce qui permet d'en évaluer la quantité au moins approximativement. Mais sur la Jumna, on a continué à prendre l'eau suivant l'ancien usage.

Les concessions d'eau aux villages ou aux grands propriétaires se font de quatre manières :

1° En ayant égard à la surface de terrain à irriguer et à la nature des cultures, sans spécifier la quantité d'eau et la manière de la prendre, soit simplement en lui ouvrant une voie d'écoulement à la surface, soit au moyen de machines;

2° En fixant une redevance annuelle pour l'établissement d'un système d'engins ou de machines, ou d'une roue persane, ou d'une machine quelconque à élever l'eau;

3° Proportionnellement à la surface du débouché de prise d'eau, par un contrat avec les parties intéressées;

4° Par un contrat embrassant un certain nombre d'an-

nées et pour lequel le propriétaire ou le tenancier consent à payer une somme déterminée pour une tête de prise d'eau d'une ouverture donnée.

Les deux premiers modes sont les plus usités et les plus imparfaits, le premier surtout.

Le troisième mode est aussi très-grossier et donne lieu à une foule d'abus.

Le quatrième est le meilleur de tous, parce qu'il donne au propriétaire la faculté d'étendre ses irrigations en lui assurant de l'eau pour un temps assez long.

N° 3. *Principaux résultats obtenus dans les provinces du nord-ouest.* — Les résultats financiers obtenus par l'irrigation et la navigation dans les provinces du nord-ouest sont consignés dans un rapport spécial à la fin de chaque année financière ou exercice, c'est-à-dire au 30 avril.

Voici les tableaux principaux extraits du rapport de l'exercice 1860-1861 :

TABLEAU N° 1. Résultats économiques des Ouvrages en fonctionnement

CAPITAL.					
DÉPENSES DE CONSTRUCTION.					
	Nature des dépenses.	Montant jusqu'à la fin de l'année précédente.	Montant des dépenses de l'année courante.	Total.	Nature des dépenses.
Canal du Gange.	Ouvrages primitifs et reconstructions. Rajbubas.	francs. 41 332 608.16	francs. 222 948.07	francs. 41 555 556.24	Intérêt du capital de 41 332 607 ⁵⁰ à 5 p. 100. Entretien et réparation. Dépenses générales (personnel, etc.). Total.
		4 327 078.97	988 064.75	5 315 143.62	
	Total.	45 659 687.03	1 211 012.82	46 870 699.85	Balance des dépenses.
Canal oriental de la Jumna.	Ouvrages primitifs et reconstructions.	3 507 152.99	26 605.55	3 533 758.54	Intérêt du capital de 3 507 152 ⁵⁰ à 5 p. 100. Entretien et réparation. Total.
	Total.				Balance des dépenses.
Canaux du Doour.	Ouvrages primitifs et reconstructions. Ouvrages en cours d'exécution.	920 490.76	12 349.17	932 839.92	Intérêt du capital de 920 490 ⁰⁰ à 5 p. 100. Entretien et réparation. Total.
		114 021.22	47 983.57	162 004.79	
	Total.	1 034 511.98	60 332.74	1 094 844.71	Balance des dépenses.
Canaux du Rohilkund.	Ouvrages primitifs et reconstructions. Ouvrages en cours d'exécution.	322 911.90	43 151.39	366 063.29	Intérêt du capital diminué de la balance du revenu de 184 537 ⁵⁰ à 5 p. 100. Entretien et réparation. Total.
		108 102.60	21 572.07	129 674.67	
	Total.	431 014.50	64 723.46	495 737.96	
Ouvrages d'irrigation d'Agra.	Ouvrages primitifs et reconstructions.	214 764.43	7 543.27	222 307.69	Intérêt du capital, diminué de la balance du revenu de 181 472 ⁵⁰ à 5 p. 100. Entretien et réparation. Total.
	Total.				Balance des dépenses annuelles.

pour l'année qui se termine au 30 avril 1861.

DÉPENSES.			RECETTES			
Montant jusqu'à la fin de l'année précédente.	Dépenses de l'année courante.	Total.	Nature des recettes:	Montant jusqu'à la fin de l'année précédente.	Recettes de l'année courante.	Total.
francs.	francs.	francs.		francs.	francs.	francs.
9066230.68	2066620.40	12032861.08	Revenus provenant de toute source.	1789504.33	1612787.43	3402291.77
4316063.54	1042648.88	5358712.42				
499485.96	113186.84	612655.81				
1781780.18	3222449.12	18004229.31	Revenus provenant de toute source.	7888013.40	691743.91	8578257.39
13392275.85	1609661.69	14601937.54				
2767807.55	175357.66	2943165.21				
5696542.73	260400.40	5956943.14	Balance des revenus	»	254485.85	»
8464350.28	435758.06	8900106.35				
576336.80	»	321850.95				
350445.48	46024.53	396470.01	Revenus provenant de toute source.	422242.19	37308.22	459550.40
309331.26	38378.58	437709.65				
749776.74	84402.91	834179.66				
227434.56	47094.70	374629.26	Revenus provenant de toute source.	471371.90	91686.29	563058.19
55024.09	9226.85	64250.94				
77972.92	72631.50	350664.41				
132997.01	81858.35	414855.35	Balance des revenus	138374.89	9827.94	148202.84
46987.11	9073.62	56060.73				
61062.55	21246.95	82249.50				
107989.66	30320.57	138310.23	Revenus provenant de toute source.	141281.55	22080.98	163362.53
»	»	»				
»	»	»				
»	8289.60	»	Balance des revenus	23291.89	»	25052.29
»	»	»				
»	»	»				

TABLEAU N° 2. Rendement des irrigations pour l'année qui se termine au 30 avril 1961.

DÉSIGNATION des canaux.	REVENUS			DÉPENSES courantes annuelles.	DIFFÉRENCE		CAPITAL affecté jusque- là aux ouvrages.	RAPPORT au 100° du capital dépensé		Observations.
	de l'eau pour l'irriga- tion.	de l'eau pour les moulins.	divers. totaux.		en excédant.	en déficit.		de l'excédant.	du déficit.	
Canal du Gange.	francs. 1 229 547.50	francs. 42 800.00	francs. 340 965.00	francs. 1 155 817.50	francs. 456 970.00	francs. 46 870 697.50	0.97			
Canal oriental de la Jumna.	652 990.00	14 882.50	22 370.00	260 400.00	499 842.50	3 533 757.50	12.2			
Canaux du Doab.	17 210.00	19 060.00	1 037.50	38 377.50	"	1 094 845.00	"	0,10	(1)	
Canaux de Rohilkund.	89 447.50	"	2 237.50	72 682.50	19 052.50	495 737.50	3.8			
Travaux d'irrigation à Agra.	22 080.00	"	"	22 080.00	832.50	222 307.50	0.37			

(1) L'irrigation ne s'était pas encore développée et une partie des ouvrages, étant en cours d'exécution, ne rapportaient rien.

N° 19

NOTE

Sur l'emploi de la drague Perris pour le dévasement des canaux de navigation.

Par MM. SUGOT, ingénieur en chef et DE PRÉAUDEAU, ingénieur ordinaire.

Exposé. — Une décision ministérielle du 23 décembre 1868 a autorisé le curage du bief de partage du canal des Ardennes au moyen d'une drague-canal (système Perris) (*).

Des renseignements nous ont été demandés par plusieurs ingénieurs sur cette machine, et nous croyons utile de faire connaître son principe et les résultats financiers de son emploi.

Les machines à draguer mues par la vapeur, employées dans les rivières ou dans les ports, ne sont pas d'un emploi économique dans les canaux de navigation, où la couche de vase n'a d'ordinaire qu'une épaisseur de 30 à 50 centimètres, et ne règne souvent pas sur une grande longueur.

Le dévasement à bras d'hommes pendant un chômage est un procédé insalubre, coûteux, contraire aux intérêts de la navigation.

Drague Perris. — La drague Perris, employée sur le canal du Midi depuis 1862, a pour but d'extraire économiquement, sans chômage, les vases, sables ou graviers, déposés par les eaux d'alimentation ou par la corrosion des berges dans le fond des canaux.

(*) M. Perris, ancien conducteur des ponts et chaussées, constructeur à Agde (Hérault).

Description. — L'outil dragueur est une auge en tôle de 3^m.20 de largeur, 0^m.70 d'ouverture en gueule, fermée à la partie inférieure par une portière à clapets ; sa capacité est de 1 mètre cube environ ; il est lié invariablement à deux bras en fer espacés de 2^m.20 d'axe en axe, et rendus solidaires à leur extrémité supérieure par un arbre horizontal en bois.

Lorsque les bras sont verticaux, la cuiller présente son ouverture à la couche à draguer, et si le bateau porteur a un mouvement lent de progression déterminé par le halage sur un point fixe, la cuiller se remplit de vase qu'elle comprime devant elle.

Si à cet instant on lui imprime un mouvement de rotation autour de l'arbre horizontal supérieur, elle remonte au-dessus du niveau de l'eau pour être déchargée dans un bateau au moyen de la portière à clapets.

Cette machine est donc une drague à treuil perfectionnée ; et combinée pour extraire des couches de vase larges et peu profondes.

Les *fig.* 1 et 2 de la Pl. 19 représentent la drague prête à fonctionner.

Les treuils d'extraction T ont été lâchés au frein, et la cuiller H est descendue par son poids ; au moyen du treuil de reprise L agissant sur la chaîne K, elle est amenée en arrière de la couche à draguer dans le sillon creusé par les opérations précédentes.

Un double cordage M, raidi par le chef de chantier, fixe l'arbre supérieur de la drague dans l'angle formé par les bras fixes O et D de deux bâtis en charpente placés symétriquement à l'avant du bateau.

Le treuil de halage T' donne au bateau porteur un mouvement de progression, sa chaîne étant amarrée à un point fixe de la digue, et les chaînes des treuils T étant tendues.

L'arbre J étant fixe, la cuiller décrit un arc de cercle et se remplit de vase qui se comprime par suite du mouve-

ment général du système; lorsqu'elle est remplie, on donne du mou au cordage M, et l'arbre J se relève en s'appuyant sur les guides O du bâti en charpente, à mesure que la cuiller remonte sous l'effort des treuils d'extraction.

Mais les bras horizontaux qui portent les poulies P sur lesquelles passent les chaînes de ces treuils, sont mobiles autour de charnières C; ils se relèvent au moment où la cuiller sort de l'eau, et permettent de glisser, devant le front de la drague, le bateau porteur de vase dans lequel la cuiller doit être déchargée.

Dans le mouvement de progression du bateau dragueur le treuil de halage donne un effort oblique qui tend à le mettre de travers; on doit donc guider son mouvement en agissant sur les amarres placées à l'arrière, et on se maintient à une distance constante de la rive au moyen d'un radeau formé de quelques poutrelles assemblées par des moises, le long duquel glisse le bateau dragueur; toutes les amarres sont fixées à la rive le long de laquelle on opère.

Toutes les dispositions du bateau sont symétriques pour qu'on puisse s'appuyer indifféremment sur chaque rive, et l'on voit que pendant ses manœuvres il laisse toujours plus de la moitié du canal complètement libre pour la navigation.

Il suffit, en général, pour obtenir un dévasement suffisant, de tracer le long de chaque rive deux sillons de 3^m.20 de largeur auxquels on donne 0^m.10 de plus que la profondeur normale. La couche de vase toujours moins épaisse qui reste au milieu se régale par le passage des bateaux, et l'on obtient ainsi le rétablissement du tirant d'eau normal.

Dans le cas où la consistance du sous-sol ou des travaux de bétonnage exécutés sur le plafond d'un canal ne permettraient pas d'obtenir l'approfondissement par ce moyen, il faudrait creuser un troisième sillon suivant l'axe du bief; le prix de revient ne serait sans doute pas sensiblement augmenté, mais la drague devrait être dérangée au passage

des bateaux ; cet inconvénient, qui n'a rien de spécial au système de drague employé, doit engager à n'adopter ce procédé que dans le cas d'une nécessité bien constatée.

La description qui précède nous dispense d'entrer dans de longs détails sur la partie fixe de la drague ; on a vu qu'elle comprend deux longerons B dont le porte-à-faux est soutenu par les membrures G, et qui se prolongent par des bras mobiles autour des charnières C. L'extrémité fixe des longerons supporte deux montants D maintenus à leur partie supérieure par les arbalétriers E. Les chaînes d'extraction passent sur les poulies de renvoi des montants et des bras mobiles ; enfin les écharpes O servent de guides à l'arbre horizontal de la cuiller dans sa manœuvre ascendante.

Limites de son emploi. — Profondeur. — En supposant l'enfoncement du bateau constant, la limite de profondeur des dragages dépend de la longueur des bras de la cuiller ; la drague employée sur le canal des Ardennes permet d'obtenir un tirant d'eau de 2^m.20 qu'on pourrait porter à 2^m.50 en chargeant le bateau ; mais la mobilité de l'arbre J permet de draguer à une moindre profondeur ; après avoir amené la cuiller en arrière de la verticale des montants D, il suffira de donner du mou au cordage M, pour voir l'arbre J s'élever verticalement jusqu'à ce que la cuiller commence à mordre dans la vase. Cette disposition trouve son emploi dans le cas où les dépôts seraient trop épais pour pouvoir être enlevés d'un coup, et s'il se produisait dans le tirant d'eau des biefs où on opère des variations sensibles. Nous avons travaillé avec un tirant d'eau de 1^m.75 à 1^m.80, et les limites d'emploi de la drague nous paraissent être de 1^m.50 à 2^m.50 sous l'eau.

Largeur du front de drague. — Sur le canal des Ardennes, la profondeur des dépôts était de 0^m.20 à 0^m.30 ; nous avons employé une cuiller de 3^m.20 de largeur, qui donnait 1 mètre cube d'extraction par passe mesurée dans

des bateaux préalablement jaugés ; si les dépôts étaient compactes, dans le sable et dans le gravier, il faudrait employer une drague de 2 mètres de largeur à bords plus résistants qui donneront 0^m.60 d'extraction par passe.

Composition du chantier de drague. — La drague Perris sur le canal des Ardennes est manœuvrée à bras d'hommes.

La brigade d'extraction comprend :

Aux treuils d'extraction.	4 hommes:
Au treuil de halage.	2 id.
Au treuil de reprise et à l'amarre d'arrière.	1 id.
A l'arbre de la cuiller.	1 id.
A la manœuvre des bateaux porteurs de vase.	2 id.
Surveillant.	1 id.
Total.	11 id.

Le cube extrait par journée de douze heures de travail effectif a été de 11 bateaux chargés de 9 mètres, soit 99 mètres ; le prix moyen de la journée a été de 3^f.50.

$$\text{Prix d'extraction} = \frac{38.50}{99} = 0^f.384.$$

M. Perris propose également de faire mouvoir la drague par une locomobile : le cube des dévasements n'était pas suffisant pour motiver cette expérience ; elle permet de supprimer les treuils d'extraction et de reprise, soit le travail de cinq hommes ; mais cette combinaison ne serait admissible que si la machine devait travailler presque toute l'année.

Prix du matériel. — La machine à draguer a été construite dans les ateliers de M. Perris, qui a fait le montage sur un bateau porteur construit à proximité du canal.

La machine à draguer, comprenant deux cuillers, l'une de 3^m.20, l'autre de 2 mètres, bâties en charpente, treuils, câbles, chaînes, cordages et menus outils pour les réparations ordinaires, a coûté, rendue sur le canal,

y compris le montage sur bateau.	francs. 5 000.00
Le bateau porteur de la drague de 12 ^m .50 de longueur, 4 mètres de largeur, 1 ^m .20 de hauteur sous le pont, en chêne avec platelage en sapin.	2 400.00
Façon de trois bateaux porteurs de vases, les bois et les fers appartenant à l'État.	1 874.50
Estimation des bois et fers fournis pour la confection des bateaux porteurs de vase.	915.50
Prix du matériel.	<u>10 190.00</u>
<i>Dépenses des dragages.</i> — Il a été dragué en 1869 et	
1870 un cube de.	mètres. 15 140.00
Transportés à une distance moyenne de.	<u>70.00</u>
moyennant une dépense de main-d'œuvre de.	
Qui comprend le dragage et le transport sur la berge, à laquelle il faut ajouter pour régalage une somme de.	francs. 11 040.37 863.06
Total de la dépense en main-d'œuvre.	<u>11 903.43</u>
L'entretien du matériel pendant ces deux campa- gnes a coûté.	372.95

Les prix moyens qui résultent de ces chiffres sont les suivants :

Main-d'œuvre pour	{ extraction comme ci-dessus. . . 0.584	francs. 0.786
	{ transport et déchargement. . . 0.345	
	{ régalage. 0.057	
Entretien du matériel par mètre cube.	0.025	

Enfin on peut se rendre compte du prix de revient total, en supposant que le matériel doit être complètement amorti après un dragage de 60.000 mètres, qui donnera lieu aux dépenses suivantes, en portant l'entretien à 0^f.05 par mètre pour tenir compte de l'usure dans les dernières années de service :

Dragages, transport à 70 mètres et régalage de 60 000 mè- tres à 0 ^f .80.	francs. 48 000
Entretien du matériel à raison de 0.05 par mètre.	3 000
Achat du matériel, comme ci-dessus (environ 0 ^f .17 par mètre).	<u>10.190</u>
Total.	61.190
Prix de revient 1 ^f .02, en nombre rond, 1 franc.	

Conclusion.— L'expérience faite dans les deux dernières campagnes prouve donc que la drague Perris convient à l'entretien des canaux de navigation, puisqu'elle permet d'attaquer à la fois sur une grande largeur les dépôts peu profonds que présentent les biefs; à cause de l'étendue de son front de dragage, elle n'est pas susceptible de grands efforts; c'est donc plutôt une machine à dévasement qu'une machine à draguer.

Elle serait trop lente pour des dévasements importants, mais on pourrait dans ce cas augmenter son rendement par l'emploi d'une locomobile.

A bras d'hommes, elle donne lieu par mètre cube, mesuré au remblai, à une dépense de main d'œuvre de 0^f.80, et le prix de revient total, y compris la fourniture et l'entretien du matériel, ne paraît pas excéder 1 franc; son emploi, qui produit un rendement de 100 mètres cubes par jour, est donc supérieur aux autres modes de dévasement, au point de vue de la salubrité et de l'économie, et tout à fait conforme aux intérêts de la navigation, puisqu'il n'exige pas de chômage et n'encombre pas plus les biets que les bateaux ordinaires.

L'introduction de la drague Perris dans le service du canal des Ardennes a été faite sur la proposition de notre prédécesseur M. C. Alard; les travaux ont été surveillés par M. le conducteur Jarlot, qui a relevé avec grand soin tous les éléments du prix de revient que nous avons donnés dans cette note.

Sedan, le 14 septembre 1871.

N° 20

MÉMOIRE SUR LES POUTRES DROITES

Par M. RENOUST DES ORGERIES, ingénieur des ponts et chaussées.

Conditions de maximum relatif de résistance. — Mode correspondant de flexion et aperçu du parti qu'on peut en tirer pour le perfectionnement du calcul des moments fléchissants dans les poutres continues, à section variable.

EXPOSÉ.

Étant donné une poutre droite, reposant sur des appuis fixes et soumise à des charges d'intensités déterminées, mais dont quelques unes peuvent varier de position, l'ensemble des forces qui, dans chaque état de la distribution de ces charges, se trouvent appliquées entre l'origine et une section quelconque fait naître dans celle-ci des actions moléculaires qui les équilibrent, et la condition d'établissement de cette section consiste à exprimer que les tensions qui s'y produisent, dans le cas de la distribution la plus défavorable, ne dépassent pas les limites au delà desquelles la pratique enseigne que la matière employée cesserait de présenter des garanties suffisantes de conservation indéfinie.

Concevons qu'on applique au centre d'élasticité de la section considérée deux forces de sens contraires, parallèles et égales à la résultante des charges qui agissent sur la partie antérieure de la poutre, y compris les réactions des appuis correspondants; le système de ces charges n'est

pas altéré et se trouve ainsi ramené à une résultante de translation et à un couple de rotation, auxquels on peut ensuite substituer par la pensée, d'une part, une force et un couple composants contenus dans le plan même de la section et, d'autre part, une force et un couple dont la direction et l'axe respectifs soient disposés normalement à ce plan. Dans le cas général de forces quelconques, on peut donc toujours supposer à deux éléments très-voisins de la poutre quatre mouvements relatifs simples, donnant lieu à autant de genres d'actions moléculaires; ces mouvements se réduisent à deux, un glissement transversal et une flexion simple, lorsque les charges extérieures sont perpendiculaires à la longueur du prisme et situées, avec la fibre neutre, dans un plan de symétrie, toutes circonstances qui se rencontrent effectivement dans la généralité des applications, et que nous considérerons exclusivement.

Dans tous les cas, ce sont les maximums des tensions composantes engendrées par ces déformations simples qu'on assujettit à ne pas dépasser certaines limites; mais il ne s'ensuit pas que l'équilibre fournisse autant de conditions d'établissement qu'il y a de genres d'actions moléculaires en jeu. On doit remarquer, en effet, que les limites de ces actions moléculaires ne sauraient habituellement être atteintes en même temps; suivant la position de la section qu'on considère et le mode de distribution des forces extérieures, l'une ou l'autre des déformations simples est prépondérante; c'est-à-dire que si les tensions qui en résultent ne dépassent pas la capacité de résistance de la matière, il en est de même des autres, à *fortiori*.

La condition limite de cette nature de tensions est donc la seule dont il soit utile de faire usage, et ne peut aucunement suffire à déterminer la section, dont la forme et un certain nombre de dimensions restent arbitraires.

Pour une forme donnée du profil transversal et un groupe quelconque de valeurs attribuées aux dimensions indé-

terminées, les résultats du calcul diffèrent d'ailleurs suivant que la poutre est à travées indépendantes ou solidaires et varient encore, dans ce dernier cas, avec le nombre et la distribution des appuis.

L'équilibre d'une poutre de longueur donnée et soumise à des forces connues admet donc une infinité de modes différents.

En pratique, cette indétermination est plus ou moins atténuée par les conditions spéciales d'établissement que la destination de chaque ouvrage et les exigences de la fabrication industrielle imposent au constructeur. Il peut même arriver que la solution soit pratiquement commandée d'une manière complète; mais, en général, un même ouvrage comporte des dispositions très-variées, et ce n'est qu'en faisant intervenir la considération de l'économie qu'on peut achever de dissiper l'indétermination du problème, dont la solution rationnelle consiste finalement à choisir, dans chaque cas, les dispositions d'exécution qui s'accordent le mieux avec les conditions théoriques de moindre dépense ou de maximum relatif de résistance.

Plusieurs de ces conditions sont parfaitement connues; d'autres, au contraire, n'ont été traitées jusqu'ici qu'incomplètement, et il en est même qui n'ont pas encore été exprimées. Nous nous proposons, dans la première partie de notre mémoire, d'en reprendre l'exposé à un point de vue général.

Les unes définissent le genre de poutres qu'on doit s'attacher à réaliser: c'est celui des solides d'égalité de résistance et de hauteur constante, l'égalité de résistance se rapportant, dans le cas de charges variables, aux efforts maxima des diverses sections sous l'action des combinaisons de charges qui leur sont respectivement le plus défavorables. Bien que ce genre de solides ne soit pas pratiquement susceptible d'une exécution rigoureuse, on peut généralement s'en rapprocher, d'une manière notable, dans la constructions des ponts en tôle.

Les autres conditions, qui concernent le profil transversal de la poutre et le mode de distribution des appuis, ne sont applicables, au contraire, que dans la mesure de ce que comportent les sujétions spéciales de chaque ouvrage ; il ne peut s'agir que de s'en inspirer pour arbitrer les éléments d'établissement qui restent à la disposition du constructeur, et ne conserver comme inconnue que la seule dimension de la section dont la valeur variable doit être finalement fournie par les conditions de résistance.

Ici survient une nouvelle difficulté, résultant de ce qu'une partie des forces à équilibrer n'est pas immédiatement connue, de sorte que les tendances au glissement transversal, ou efforts tranchants, et les moments de flexion des diverses sections ne peuvent pas être déterminées, *a priori*, tels qu'ils se produiront effectivement.

Cette difficulté se présente tout d'abord pour le poids de la poutre, qui est fonction de la dimension inconnue. Mais on l'élude en supposant ce poids uniformément réparti, et lui attribuant une valeur plus ou moins approchée, sauf à le calculer après avoir constitué la poutre au moyen de cette première approximation et à recommencer l'opération.

Pour les poutres à travées indépendantes, dont les réactions sur les appuis sont directement déterminées par la statique des corps solides, l'ensemble des forces est dès lors censé connu.

Il n'en est pas de même dans le cas des poutres continues, pour lesquelles la statique n'établit que deux relations entre les réactions des appuis.

Il faut alors recourir à la considération de la flexion, en posant l'équation différentielle de l'axe neutre déformé, et remontant ensuite à l'équation principale au moyen d'une double intégration, afin d'exprimer que cet axe passe par tous les points d'appui. Mais, comme l'équation différentielle contient le moment d'inertie de la section variable,

l'intégration n'est généralement pas praticable et la méthode actuellement usitée consiste à opérer, ici encore, comme si la section de la poutre était constante.

Le calcul se trouve dès lors dégagé de toute complication analytique.

En effet, dans les poutres de cette nature, il existe entre les moments fléchissants de trois appuis consécutifs quelconques une relation qui dépend seulement des longueurs et des charges des travées correspondantes, sans être aucunement subordonnée à la section transversale.

La distribution des appuis une fois arrêtée pour une poutre de n travées, librement posée à ses extrémités et soumise à des forces déterminées en grandeur et position, l'application de cette relation à chaque groupe de trois appuis consécutifs fournit donc $n - 1$ équations qui, eu égard à ce que les moments sur les appuis extrêmes sont nuls, ne renferment d'autres inconnues que les $n - 1$ moments des appuis intermédiaires, et suffisent par conséquent à les déterminer; ces équations sont d'ailleurs linéaires et se prêtent toujours facilement, quel que soit le nombre des travées, aux opérations d'élimination nécessaires pour dégager la valeur de chaque inconnue.

L'expression générale des moments de flexion est dès lors déterminée dans une travée quelconque, en fonction de la distance à l'origine et l'épure de ces moments, pris en valeur absolue, peut être tracée sur toute la longueur de la poutre.

L'opération étant ensuite répétée pour chacune des combinaisons de forces intéressant la résistance, les portions d'épures qui se trouvent situées extérieurement à l'ensemble de toutes les autres forment un contour dont les ordonnées représentent les moments maxima auxquels seraient soumis les éléments successifs de la poutre à section constante. C'est ce qu'on appelle le contour-enveloppe des moments fléchissants dus à l'action des charges variables et

on le considère fictivement comme appartenant au solide d'égal résistance qui, d'après le choix préalable des éléments arbitraires d'établissement, constitue le desideratum de la solution à obtenir; il ne reste par conséquent plus qu'à déterminer la dimension inconnue de manière que les moments d'élasticité qui en résultent, portés également en ordonnées sur la longueur de la poutre, forment un contour qui soit circonscrit, d'aussi près que possible, à celui des moments fléchissants.

Rappelons enfin que l'expression des efforts tranchants s'obtient en prenant la dérivée de celle des moments de flexion et en l'affectant du signe $+$ ou du signe $-$ suivant qu'une force comptée positivement dans la composition de l'effort tranchant donne lieu à un moment compté négativement ou positivement dans la somme algébrique qui forme le moment fléchissant. La vérification de la résistance à ce genre d'action n'exige donc pas le calcul de nouvelles inconnues.

Telle est, en substance, la méthode employée pour le calcul des poutres droites.

Cette méthode se recommande par l'avantage, très-appreciable dans les applications pratiques, de conduire à des résultats simples. Mais il y a de sérieuses objections à formuler au sujet de l'artifice qui lui sert de point de départ et qui revient à remplacer les forces inconnues par des valeurs fictives, arbitrairement empruntées à une poutre de section constante ayant mêmes appuis et mêmes charges.

Sous ce rapport, une distinction doit toutefois être établie suivant qu'il s'agit de poutres à travées indépendantes ou de poutres continues.

Dans le premier cas, l'hypothèse d'une section constante n'intervient qu'à l'égard du poids propre de la poutre, et n'affecte ainsi qu'un terme, relativement peu important, des sommes algébriques dont se composent les expressions de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Les condi-

tions de résistance n'en sont pas sensiblement altérées, et il n'y aurait absolument aucun intérêt à se départir de cette simplification.

Dans le second cas, au contraire, la substitution d'une constante au moment d'inertie de la section variable, qui entre comme facteur de la dérivée dans l'équation différentielle de la fibre neutre, atteint directement les conditions de flexion sur lesquelles repose alors le calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants. A la vérité, l'application immédiate des résultats de ce calcul aux constructions suffit pratiquement à en assurer le succès et l'efficacité de la méthode échappe dès lors à la critique, en ce qui concerne le fait matériel de la résistance; mais ce serait exagérer la portée de cette consécration expérimentale que de prétendre y trouver la justification suffisante d'une exactitude que les procédés employés ne comportent certainement pas, et il faut l'attribuer surtout à ce que les coefficients de résistance admis dans les calculs renferment une marge considérable de sécurité.

Au fond, par cela même qu'on ne connaît pas le contour-enveloppe des moments fléchissants qui se produiront effectivement dans la poutre, et qu'on y substitue artificiellement celui qui conviendrait à un prisme de section constante, il existe nécessairement, entre les tensions réelles et les résistances qu'on s'était proposé de mettre en jeu, des écarts d'autant plus considérables qu'on s'est attaché davantage, dans la construction, à réaliser la condition économique d'égalité de résistance.

Il importerait donc qu'après avoir arrêté le choix des éléments arbitraires d'établissement, on pût obtenir directement, pour le calcul de la dimension conservée comme inconnue, le contour-enveloppe des moments fléchissants auxquels serait soumis le solide type vers lequel on se propose de faire tendre le plus possible la solution pratique.

C'est à l'étude de ce perfectionnement qu'est consacrée la seconde partie de notre mémoire.

Ainsi que nous l'avons déjà dit, les solides dont il s'agit sont d'égale résistance et de hauteur constante, conditions auxquelles correspond cette propriété que l'axe neutre déformé prend, dans toutes les sections, une même courbure dont le rayon ne dépend que des qualités physiques de la matière employée et de la hauteur assignée à la poutre; l'équation différentielle de cet axe est donc immédiatement déterminée et intégrable sans difficulté.

Les constantes arbitraires qu'introduit l'intégration dans chaque travée sont les abscisses des points d'inflexion de l'axe neutre et les angles que les tangentes aux extrémités forment avec la ligne des appuis. Ces constantes sont subordonnées à la condition que l'équation de l'axe neutre soit satisfaite par les coordonnées des points d'appui; de plus, les tangentes menées à cet axe dans deux travées consécutives, par l'appui qui leur est commun, doivent se confondre en vertu de la continuité de la poutre.

La combinaison de ces conditions permet d'éliminer les angles et conduit, pour chaque groupe de deux travées consécutives, à une relation entre leurs longueurs et les abscisses des quatre points correspondants d'inflexion de l'axe neutre.

D'un autre côté, le moment fléchissant sur un appui d'une poutre quelconque peut être exprimé, dans les deux travées adjacentes, par des fonctions qui contiennent respectivement les abscisses de leurs points d'inflexion, en même temps que la longueur et les charges de chacune de ces travées. Or l'égalité des expressions ainsi obtenues découle pareillement de la continuité de la poutre, ce qui fournit une seconde relation pour chaque groupe de deux travées consécutives.

On a ainsi, pour un mode donné de distribution des appuis et une combinaison définie des charges, deux séries

de $n - 1$ équations qui suffisent à déterminer les abscisses des points d'inflexion et, par suite, les moments fléchissants sur les appuis ; car, dans chaque travée de rive, l'un des points d'inflexion se confond avec l'appui extrême sur lequel la poutre est librement posée, et le nombre total des inconnues se réduit par conséquent à $2n - 2$. On peut d'ailleurs, d'après la forme de ces équations, y remplacer les abscisses inconnues des points d'inflexion par leurs rapports aux longueurs des travées correspondantes, en prenant simultanément comme données les rapports qui existent, dans chaque groupe de deux travées consécutives, d'une part, entre les espacements de leurs appuis et, d'autre part, entre les charges qui y sont appliquées. Pour toutes les poutres auxquelles conviennent les mêmes valeurs de ces nouvelles données, il suffit donc d'une seule résolution des équations et on n'a plus ensuite, dans chaque cas, qu'à multiplier les rapports qui en ont été déduits par les longueurs effectives des travées pour obtenir les abscisses des points d'inflexion ; mais l'établissement d'une même poutre exige nécessairement la connaissance d'autant de séries de rapports qu'il y a de combinaisons distinctes de charges à considérer.

En résumé, dans les solides d'égale résistance et de hauteur constante, la section variable n'influe pas sur les moments de flexion et efforts tranchants, lesquels ne dépendent que des charges données et de la distribution des appuis, comme pour les poutres à section constante. Mais les calculs se présentent dans des conditions fort différentes ; en effet, tandis que les moments fléchissants sur les appuis des poutres prismatiques sont immédiatement fournis par la résolution de $n - 1$ équations linéaires, il faut maintenant recourir à des inconnues auxiliaires, en nombre double, et les équations d'où on doit les dégager sont du deuxième degré.

La méthode de calcul que nous venons d'esquisser, bien

loin de comporter des applications aussi générales que celle qui est actuellement en vigueur, se trouve donc bornée par les difficultés, rapidement croissantes avec le nombre des travées, que présentent la séparation des inconnues et la résolution des équations finales qui déterminent la valeur de chacune. On peut toutefois en reculer les limites en substituant à la recherche de la solution directe l'emploi de tables dont la construction, ainsi qu'on le verra, est notablement facilitée par des changements convenables d'inconnues.

Lorsqu'on compare les moments fléchissants des solides d'égale résistance et de hauteur constante avec ceux qui, à égalité de circonstances, se produisent dans les poutres prismatiques, cette comparaison accuse des différences généralement importantes et parfois considérables. Il en résulte que l'hypothèse arbitraire d'une section constante ne conduit définitivement, comme nous l'avions fait pressentir, qu'à une approximation assez éloignée, pour les poutres qui se rapprochent des solides d'égale résistance ; mais, inversement, si des nécessités pratiques obligent à maintenir la section sensiblement uniforme, ce qui a lieu dans le cas de travées courtes et peu chargées, on augmenterait les chances d'erreur en calculant les moments de flexion d'après la condition d'égale résistance.

En somme, les deux méthodes fournissent simplement des limites entre lesquelles sont renfermés les véritables moments de flexion, et ces moments s'approchent davantage de l'une ou de l'autre suivant que la poutre est plus conforme au genre correspondant de solides ; toutefois, *a priori*, l'hypothèse d'égale résistance est celle qui convient le mieux au calcul des grands ponts en tôle.

PREMIÈRE PARTIE.

Conditions de maximum relatif de résistance.

I. — CONDITIONS GÉNÉRALES D'ÉQUILIBRE.

Considérons une travée quelconque, soumise à un système déterminé de charges.

Soient :

F l'effort tranchant que produisent ces charges dans une section située à la distance x de l'origine de la travée;

X le moment de flexion qui y agit;

Ω l'aire de la section considérée;

I le moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion;

V' et V'' les distances des fibres extrêmes à ce même axe;

r' la tension transversale, par unité de surface, qui se développe dans toute la section, sous l'action de l'effort tranchant F;

r'' et r''' les pressions et tensions longitudinales maxima que le moment fléchissant X produit dans les fibres extrêmes;

R', R'' et R''' les limites respectivement assignées par la pratique à ces divers efforts, d'après la nature de la matière employée, que nous supposons homogène.

L'équilibre de la travée à section variable est défini par les relations suivantes, dans lesquelles les quantités F et X doivent toujours être prises avec les signes qui conviennent pour en exprimer les valeurs absolues :

$$r' = \frac{\pm F}{\Omega} \leq R',$$

$$r'' = \frac{\pm XV'}{I} \leq R'',$$

$$r''' = \frac{\pm XV''}{I} \leq R''.$$

D'où on déduit, comme conditions générales d'établissement de la poutre :

$$\Omega \geq \frac{\pm F}{R''},$$

et, suivant que le rapport $\frac{V'}{R''}$ est supérieur ou inférieur à $\frac{V''}{R''}$:

$$I \geq \frac{\pm XV'}{R''}, \quad \text{ou} \quad I \geq \frac{\pm XV''}{R''}.$$

II. — SOLIDES D'ÉGALE RÉSISTANCE.

Nous nous sommes borné jusqu'ici à assurer l'équilibre en exprimant que les limites pratiques des diverses actions moléculaires ne sont dépassées en aucune section de la poutre. Mais, au point de vue de l'économie, on doit préciser que ces limites sont strictement atteintes dans les régions respectives où dominent les modes correspondants de déformation. Les inégalités ci-dessus se remplacent alors par les équations suivantes :

$$\begin{aligned} \Omega &= \frac{\pm F}{R'}, \\ \frac{V'}{R''} &= \frac{V''}{R''}, \\ \frac{I}{V' + V''} &= \frac{\pm X}{R' + R''}. \end{aligned}$$

La première de ces équations et le groupe des deux suivantes doivent désormais être considérés séparément, comme se rapportant à des zones distinctes qui se succèdent alternativement sur la longueur de la travée et où dominent respectivement le glissement transversal et la flexion.

En application, il n'est guère fait usage de la condition de résistance au glissement transversal, les résultats qu'on

en tirerait pour les zones correspondantes de la poutre devant être généralement augmentés dans une proportion plus ou moins notable, afin que la construction satisfasse à des exigences pratiques dont il reste à tenir compte en dehors des formules générales d'équilibre. Sous la réserve de ce contrôle pratique, auquel les déductions de la théorie doivent toujours être soumises, c'est donc essentiellement par rapport à la flexion que se calcule l'établissement des poutres droites, et nous renfermerons par conséquent notre étude dans la discussion des équations correspondantes, considérées fictivement comme régissant toute l'étendue de la poutre.

L'une de ces équations exprime que, pour chaque section, les distances des fibres extrêmes à l'axe de flexion doivent être dans le rapport des résistances de la matière aux deux genres d'actions moléculaires, compression et extension, qui s'y exercent respectivement.

Lorsque ces résistances sont égales, il faut donc que la poutre soit symétrique par rapport à l'axe de déformation.

Si, au contraire, la matière résiste inégalement à la compression et à l'extension, cette inégalité exclut la symétrie de la poutre, et le profil de la section variable doit être constitué de manière que le centre de gravité partage la hauteur en parties proportionnelles aux efforts limites qu'on veut obtenir simultanément dans les deux surfaces extrêmes.

L'autre équation achève de définir la condition de maximum constant de travail dans chacune de ces surfaces, en déterminant le rapport variable $\frac{I}{\sqrt{v} + \sqrt{v''}}$ qui doit en outre régler l'établissement des sections successives pour que les actions moléculaires des fibres extrêmes atteignent partout leurs limites pratiques, auxquelles l'équation précédente les rendait simplement proportionnelles dans chaque section.

Posons :

$$\begin{aligned} V' + V'' &= H, \\ R' + R'' &= 2R. \end{aligned}$$

L'expression du rapport $\frac{I}{V' + V''}$ donne alors la relation :

$$\frac{2I}{H} = \frac{\pm X}{R} \dots \quad (1)$$

Le volume de la poutre reste encore complètement indéterminé, car une même valeur de $\frac{I}{H}$ peut appartenir à une infinité de sections d'aires différentes.

Cette indétermination s'explique du reste facilement.

Rappelons d'abord que les tensions dues à la flexion varient proportionnellement aux distances des molécules par rapport à l'axe neutre. Les fibres extrêmes sont donc les seules à l'égard desquelles on puisse exprimer que les efforts limites sont atteints et telle est, en effet, la signification restreinte des conditions que nous avons exprimées jusqu'ici. Mais, par cela même que les tensions des fibres intermédiaires décroissent progressivement jusqu'à devenir nulles dans le plan neutre, l'effort total d'une section demeure nécessairement subordonné au mode de répartition des molécules sur la hauteur de la poutre. Ce n'est d'ailleurs pas seulement par leurs intensités que ces tensions interviennent dans la résistance à la flexion ; il faut aussi en considérer les bras de levier et, à ce point de vue encore, la distribution de la masse importe essentiellement.

Après avoir réalisé le maximum de travail dans les fibres extrêmes, il reste donc à utiliser le mieux possible la matière à l'intérieur des sections ; c'est cet ordre d'idées que nous allons maintenant développer.

III. — SOLIDES D'ÉGALE INFLEXIBILITÉ RELATIVE.

¶ L'égalité de tension une fois admise à l'égard des fibres extrêmes, les moments d'élasticité des diverses sections de la poutre sont proportionnels aux valeurs du rapport $\frac{I}{H}$ et l'utilisation de la matière peut dès lors y être mesurée par le quotient $\frac{I}{H\Omega}$ lequel représente le degré d'inflexibilité du profil transversal, à égalité de surface et de hauteur.

Mais, de même que la considération de l'économie conduit à la condition d'égalité de tension dans les fibres extrêmes, on doit aussi exprimer, à ce point de vue, l'égalité de travail intérieur de toutes les sections. En d'autres termes, il ne suffit pas de considérer un solide d'égal résistance; théoriquement, il faut encore que ce solide soit d'égal inflexibilité relative.

Si donc θ représente le degré constant d'inflexibilité à obtenir dans toutes les sections, nous avons à combiner l'équation générale (1) avec la condition spéciale :

$$\frac{I}{H\Omega} = \theta,$$

ce qui conduit à l'expression suivante de la section variable :

$$\Omega = \frac{\pm X}{2R\theta}.$$

L'aire moyenne de la poutre est dès lors définie par la formule ci-dessous, dans laquelle nous désignons par ξ la moyenne des valeurs absolues que prennent les moments fléchissants sur toute la longueur du prisme :

$$u = \frac{\xi}{2R\theta}.$$

Il ne s'agit plus que de rechercher les dispositions propres à rendre les quantités θ et ξ respectivement maximum et minimum.

IV. — CONDITIONS DU MAXIMUM D'INFLEXIBILITÉ RELATIVE
DANS LES DIVERS TYPES USUELS DE POUTRES.

Pour la discussion de l'inflexibilité relative, nous considérerons successivement les deux groupes de poutres à section pleine et à section évidée, en distinguant d'ailleurs deux catégories dans ce dernier groupe, suivant que la section est symétrique ou non par rapport à l'axe de flexion.

1° *Poutres à section pleine.* — Pour tous les genres simples de profils transversaux, tels que rectangle, triangle, losange, ellipse, etc., on a, en désignant par U la plus grande largeur normale à la hauteur H , et par m et n des facteurs numériques qui ne varient que d'un genre de profil à l'autre :

$$I = mUH^3,$$

$$\theta = nUH.$$

D'où il résulte, pour expression commune de l'inflexibilité relative :

$$\theta = \frac{m}{n} \times H \dots \quad (2)$$

Parmi les solides d'égale résistance appartenant à ces divers types, ceux dont la hauteur est constante sont donc en même temps des solides d'égale inflexibilité relative et on obtient immédiatement le maximum qui correspond à chaque application, pour une forme déterminée de profil, en attribuant à cette hauteur constante la plus grande valeur compatible avec les données et les exigences spéciales de la construction à établir.

2° *Poutres évidées, symétriques par rapport à l'axe de flexion.* — Nous supposons la section circonscrite entre

deux profils de même forme, dont nous désignons respectivement les largeurs et les hauteurs par U et u , H et h .

Comme dans le cas précédent, l'inflexibilité relative de tous les profils usuels a encore une expression commune :

$$\theta = \frac{m}{n} \left\{ \frac{UH^3 - uh^3}{H(UH - uh)} \right\},$$

ou, si l'on met H en facteur, pour dégager l'influence de la hauteur :

$$\theta = \frac{m}{n} \times H \left\{ \frac{1 - \left(\frac{u}{U}\right) \left(\frac{h}{H}\right)^3}{1 - \left(\frac{u}{U}\right) \left(\frac{h}{H}\right)} \right\}.$$

En même temps que la condition de maximum constant doit être maintenue à l'égard de la hauteur, il y a donc lieu d'appliquer aussi cette condition à la fonction :

$$z = \frac{1 - \left(\frac{u}{U}\right) \left(\frac{h}{H}\right)^3}{1 - \left(\frac{u}{U}\right) \left(\frac{h}{H}\right)}.$$

Dans ces termes absolus, le calcul conduirait aux valeurs $\frac{u}{U} = 1$ et $\frac{h}{H} = 1$, qui définissent la limite mathématique d'un solide dont on rapprocherait progressivement les deux périmètres, intérieur et extérieur, jusqu'à les faire coïncider. Mais le problème pratique comporte des restrictions auxquelles il est nécessaire d'avoir égard pour passer de cette solution idéale aux conditions de plus grande résistance des poutres matérielles; ainsi, par exemple, dans le type des sections à double T, non-seulement la largeur des bandes horizontales est restreinte par les sujétions de la fabrication et les convenances générales de

la construction, mais en outre, l'épaisseur de l'âme ne peut descendre au-dessous d'une certaine limite indispensable à la résistance propre de cet organe. Le rapport $\frac{u}{U}$ cesse donc, en application, d'être une variable indépendante, et il ne peut s'agir que de lui attribuer, dans chaque cas particulier, une valeur aussi voisine que possible de l'unité ; or, ce rapport une fois fixé dans une section quelconque, la fonction ci-dessus comporte un maximum relatif pour le rapport $\frac{h}{H}$ qui se déduit de l'équation :

$$\frac{dz}{d\left(\frac{h}{H}\right)} = 0.$$

On obtient ainsi, pour régler les proportions de cette section, la relation suivante :

$$2\left(\frac{u}{U}\right)\left(\frac{h}{H}\right)^3 - 3\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 1 = 0 \dots \quad (3)$$

Pour toute valeur de $\frac{u}{U}$ inférieure à l'unité, qui en est la limite pratique, cette équation admet une racine renfermée dans la même limite.

L'inflexibilité relative prend alors l'expression très-simple :

$$0 = 3\left(\frac{m}{n}\right)\left(\frac{h}{H}\right)^2 \times H = \frac{3mh^2}{nH} \dots \quad (4)$$

L'équation (1) devient d'ailleurs, en combinant l'expression de I avec la relation (3) et désignant par X' la valeur absolue du moment particulier de flexion qui agit sur la section considérée :

$$3mRUH^2 \left[1 - \left(\frac{h}{H}\right)^2 \right] = X' \dots \quad (5)$$

Supposons maintenant qu'on applique la relation (3) à la section variable d'un solide d'égale résistance et de hauteur constante. D'après l'expression (4), ce solide ne peut être d'égale inflexibilité relative qu'autant que la hauteur intérieure h est pareillement constante et il résulte alors des équations (5) et (3) que les largeurs U et u , et par suite les épaisseurs $U-u$, doivent varier proportionnellement au moment fléchissant; mais, par cela même, le rapport $\frac{U}{u}$ ne peut être maximum dans toutes les sections à la fois, condition qui exige, en effet, que ces épaisseurs ne dépassent nulle part les plus strictes limites et que la largeur U atteigne partout, au contraire, le plus grand développement que comporte chaque cas particulier.

Inversement, si l'on adopte des maxima constants pour les largeurs U et u , les équations (3) et (5) conduisent à faire varier les deux hauteurs simultanément, et dans un rapport fixe, de sorte que l'expression (4) de l'inflexibilité relative devient nécessairement variable, indépendamment de ce que la condition capitale d'égale hauteur cesse d'être satisfaite.

En dehors de la limite mathématique que nous avons précédemment énoncée, il y a donc impossibilité de concilier l'ensemble des dispositions qui seraient nécessaires pour obtenir le maximum relatif de résistance.

Lorsque les deux largeurs et l'une des hauteurs de la poutre sont simultanément constantes, la relation (3) n'admet que des valeurs également constantes pour l'autre hauteur; dès lors, cette relation devient inapplicable à la section variable, et ne peut tout au plus convenir qu'à des sections déterminés; même dans ces limites, il se présente d'ailleurs de nouvelles restrictions que nous allons indiquer.

Au point de vue de la résistance des poutres, il y a toujours intérêt à accroître le plus possible les largeurs et la

hauteur prises comme constantes, ce qui conduit habituellement à leur attribuer, dans chaque application, des maxima qu'on apprécie *a priori*, sauf à les rectifier si les résultats qui se déduisent ensuite de l'équation générale (1) ne sont pas admissibles en pratique. Or, les valeurs en étant une fois fixées, cette équation (1) détermine immédiatement, dans toute section, la valeur de la seule dimension qui reste inconnue et la relation (3) cesse complètement d'être réalisable.

Mais, quand on considère l'ensemble de la construction dont les poutres font partie, la solution la plus économique ne correspond pas toujours à ces dimensions maxima et il arrive parfois, en effet, qu'on ne peut les atteindre qu'en introduisant dans d'autres parties de l'ouvrage un excédant plus ou moins considérable de dépense. Tel est le cas, notamment, des ponts dont le tablier est assujéti à ne pas descendre au-dessous d'un niveau déterminé et pour lesquels la hauteur donnée aux poutres commande par conséquent celle des culées et terrassements aux abords; tel est aussi le cas des planchers de bâtiments, dont la hauteur influe sur celle de tous les murs qui en forment le périmètre. Il peut donc se présenter des circonstances où, bien loin qu'il soit avantageux de faire tendre cette dimension vers un maximum, on doive se proposer de la réduire le plus possible, en la maintenant cependant constante. Or, toutes choses égales d'ailleurs, la hauteur nécessaire à une section est d'autant moindre que les proportions du profil transversal y sont plus favorables à la résistance. Pour en obtenir le minimum dans la section soumise au plus grand moment fléchissant, qui décide évidemment de la hauteur constante à adopter sur toute la longueur de la poutre, il faut donc appliquer à cette section les équations spéciales (3) et (5).

Soit k la valeur particulière du rapport $\frac{h}{H}$ qui se déduit

de l'équation (5) pour les données qu'on attribue aux largeurs U et u . On a alors, suivant que la constante à déterminer est la hauteur extérieure ou la hauteur intérieure :

$$H = \sqrt{\frac{X'}{3m(1-k^2)RU}}$$

ou

$$h = k \sqrt{\frac{X'}{3m(1-k^2)RU}}$$

De même, dans une poutre de hauteur donnée, le plus grand moment de flexion peut atteindre une valeur d'autant plus considérable que la section correspondante est rendue plus inflexible par un meilleur choix des proportions de la figure, toutes autres circonstances restant égales. C'est donc encore aux équations spéciales (3) et (5) qu'il faut recourir pour la solution des problèmes dans lesquels on se propose de rendre maximum l'une quelconque des quantités dont dépend ce moment.

Considérons, par exemple, une poutre de hauteur donnée H , soumise à une charge uniforme p par mètre courant, et librement posée sur deux appuis, dont nous appelons l l'espacement. On a alors pour le plus grand moment de flexion :

$$X' = \frac{1}{8} pl^2.$$

Portant cette expression dans l'équation (5), en même temps que le rapport particulier $\frac{h}{H} = k$, que fournit l'équation (3) pour les valeurs données de U et u , on obtient la relation :

$$pl^2 = 24m(1-k^2)RUH^2.$$

D'où il résulte que le maximum de portée compatible avec une charge donnée a pour expression :

$$l = H \sqrt{\frac{24m(1-k^2)RU}{p}}$$

De même, dans le cas d'une portée déterminée, la charge maximum est :

$$p = 24m(1-k^2)RU \left(\frac{H}{l}\right)^2.$$

Si c'est la hauteur intérieure h qui est donnée, les expressions ci-dessus de l et p ne comportent d'autre modification que le remplacement de H par $\frac{h}{k}$.

Dans les applications que nous venons de faire de l'équation (3), nous l'avons supposée résolue par rapport à $\frac{h}{H}$, pour des valeurs données de U et u . Il suffit d'en construire, une fois pour toutes, le lieu géométrique entre les abscisses $\frac{u}{U} = 0$ et $\frac{u}{U} = 1$, lesquelles comprennent tous les degrés d'évidement depuis la section pleine jusqu'à la section limite qui se réduirait au périmètre extérieur; la *fig. 3*, Pl. 19, représente ce lieu géométrique.

3° *Poutres évidées, non symétriques par rapport à l'axe de flexion.* — Suivant une condition déjà énoncée, § II, le profil transversal des poutres non symétriques, dont l'emploi n'est rationnellement admissible qu'en cas d'inégales résistances à la compression et à l'extension, doit être établi de manière que le centre de gravité partage la hauteur en parties proportionnelles aux limites pratiques de ces résistances; nous admettrons donc que le rapport entre les distances de l'axe de flexion aux fibres extrêmes de la section variable reste constant sur la longueur d'une même poutre et a d'ailleurs une valeur connue.

Section double T à branches inégales. — Soient V et v' , V'' et v'' les ordonnées des surfaces qui limitent respective-

ment les deux bandes; U' et u' , U'' et u'' les largeurs extérieures et intérieures de ces bandes.

L'inflexibilité relative a pour expression :

$$\theta = \frac{1}{3H} \left\{ \frac{U'V'^3 + U''V''^3 - (u'v'^3 + u''v''^3)}{U'V' + U''V'' - (u'v' + u''v'')} \right\};$$

mais il faut y ajouter la condition suivante, qui exprime que l'axe de flexion contient le centre de gravité de la section :

$$U'V'^2 - u'v'^2 = U''V''^2 - u''v''^2.$$

Dans les poutres symétriques, non-seulement cette condition est spontanément satisfaite, mais en outre, le centre de gravité de la section évidée est commun aux deux surfaces qui la circonscrivent.

Il en est de même pour les poutres non symétriques, lorsqu'on se donne arbitrairement les relations qui suivent :

$$\begin{aligned} U'V'^2 &= U''V''^2, \\ u'v'^2 &= u''v''^2. \end{aligned}$$

C'est ce cas que nous nous bornerons à considérer.

L'expression de θ devient alors :

$$\theta = \frac{1}{3H} \left\{ \frac{U'V'^2(V' + V'') - u'v'^2(v' + v'')}{U' \frac{V'}{V''} (V' + V'') - u' \frac{v'}{v''} (v' + v'')} \right\},$$

et l'on peut la mettre sous la forme ci-dessous, en désignant par Q et q les rapports $\frac{V'}{V''}$ et $\frac{v'}{v''}$:

$$\theta = \frac{V'^2}{3H} \left\{ \frac{Q^2(Q+1) - q^2(q+1) \left(\frac{u'}{U'}\right) \left(\frac{v''}{V''}\right)^2}{Q(Q+1) - q(q+1) \left(\frac{u'}{U'}\right) \left(\frac{v''}{V''}\right)} \right\}.$$

On a d'ailleurs, d'après l'uniformité d'épaisseur de l'âme :

$$U' - u' = U'' - u'' = Q^2 U' - q^2 u',$$

ou

$$\frac{u'}{U'} = \frac{Q^2 - 1}{q^2 - 1} \dots \quad (6)$$

Portant cette valeur dans l'expression précédente, en même temps que l'égalité $V'' = \frac{H}{Q+1}$, il en résulte finalement :

$$\theta = \frac{H}{3(Q+1)^2} \left\{ \frac{Q^2(q-1) - q^2(Q-1) \left(\frac{v''}{V''}\right)^3}{Q(q-1) - q(Q-1) \left(\frac{v''}{V''}\right)} \right\}.$$

La condition de maximum constant de hauteur est dès lors mise en évidence.

Quant à la fonction entre parenthèses, Q y représente, ainsi que nous l'avons déjà dit, le rapport connu des résistances de la matière aux deux genres d'efforts que produit la flexion, et d'un autre côté, pour une valeur attribuée à $\frac{u'}{U'}$, q est déterminée par la relation (6). Le maximum correspondant de la fonction s'obtient donc en annulant la dérivée par rapport à $\frac{v''}{V''}$, et l'on a ainsi :

$$2 \left(\frac{Q-1}{q-1}\right) \left(\frac{v''}{V''}\right)^3 - 3 \left(\frac{Q}{q}\right) \left(\frac{v''}{V''}\right)^2 + \left(\frac{Q}{q}\right) = 0 \dots \quad (7)$$

$$\theta = \left(\frac{q}{Q+1}\right) \frac{v''^2}{V''} = \frac{q}{(q+1)^2} \times \frac{h^2}{H} \dots \quad (8)$$

L'équation générale (1) devient d'ailleurs, pour une section dont le moment de flexion, en valeur absolue, est représenté par X' :

$$QRU'V''^2 \left[Q - q \left(\frac{v''}{V''}\right)^2 \right] = X'.$$

La discussion de ces équations est exactement semblable à celle des équations (3), (4) et (5).

Lorsqu'on fait croître $\frac{u'}{U}$ vers l'unité, q tend à se confondre avec la valeur donnée de Q , ainsi que l'indique la relation (6), et le rapport $\frac{v''}{V''}$ qui satisfait à l'équation (7) se rapproche simultanément de l'unité. L'expression (8) converge alors vers la limite :

$$\theta = \frac{Q}{(Q+1)^2} \times H.$$

A égale hauteur, cette limite est maximum pour la valeur $Q = 1$, laquelle exprime la condition de symétrie du double T, et implique par conséquent l'égalité des résistances à la compression et à l'extension. Les matières qui jouissent de cette propriété sont donc celles dont l'emploi est préférable, toutes choses égales d'ailleurs.

Cas du T simple. — Pour fixer les idées, nous supposons que Q représente le rapport de la plus grande à la plus petite des ordonnées des fibres extrêmes. L'inflexibilité relative est alors définie par les formules suivantes, dans lesquelles c désigne l'épaisseur de l'âme :

$$\theta = \frac{H}{3(Q+1)^2} \left\{ \frac{1 + Q^2 \frac{c}{U''} - \left(1 - \frac{c}{U''}\right) \left(\frac{v''}{V''}\right)^2}{1 + Q \frac{c}{U''} - \left(1 - \frac{c}{U''}\right) \left(\frac{v''}{V''}\right)} \right\};$$

$$Q^2 \frac{c}{U''} = 1 - \left(1 - \frac{c}{U''}\right) \left(\frac{v''}{V''}\right)^2.$$

Cette dernière relation détermine l'une quelconque des quantités $\frac{c}{U''}$ et $\frac{v''}{V''}$, en fonction de l'autre, tandis que dans les exemples antérieurs de sections évidées, les rapports

$\frac{u}{\bar{U}}$ et $\frac{h}{\bar{H}}$ pouvaient varier d'une manière indépendante.

Les conditions de maximum relatives au T simple sont donc nécessairement plus restreintes.

Éliminant $\frac{c}{\bar{U}''}$ entre les deux formules précédentes, et réduisant le résultat par la division des deux termes de θ , on obtient :

$$\theta = \frac{H}{3(Q+1)^2} \left\{ (Q-1) \left(\frac{v''}{\bar{V}''} \right) + Q \right\}.$$

L'élimination de $\frac{v''}{\bar{V}''}$ donne de même :

$$\theta = \frac{H}{3(Q+1)^2} \left\{ (Q-1) \sqrt{\frac{1-Q^2 \frac{c}{\bar{U}''}}{1-\frac{c}{\bar{U}''}}} + Q \right\}.$$

Cette expression augmente quand on fait décroître le rapport $\frac{c}{\bar{U}''}$, dont l'influence, comme celle de la hauteur, reste par conséquent la même que dans les autres genres de profils ; seulement, ces quantités une fois fixées, la valeur de θ est complètement déterminée, au lieu que dans les types précédents, le rapport des ordonnées subsistait comme variable indépendante et donnait lieu à une nouvelle condition de maximum.

L'équation des solides d'égale résistance ferait d'ailleurs reconnaître que l'invariabilité de la hauteur y exclut la condition de minimum constant de $\frac{c}{\bar{U}''}$ et réciproquement ; comme précédemment, l'ensemble des dispositions qui correspondent au maximum relatif de résistance ne sont donc pas exactement conciliables dans les poutres matérielles à T simple.

Quand $\frac{c}{U''}$ converge vers zéro, auquel cas $\frac{v''}{V''}$ tend à se confondre avec l'unité, le centre de gravité de la section s'abaisse progressivement jusqu'au tiers de la hauteur. Cette limite correspondant à la valeur $Q = 2$, il en résulte que si le rapport des résistances de la matière est supérieur à 2, les distances des fibres extrêmes à l'axe de flexion ne peuvent plus être rendues proportionnelles à ces résistances, dont l'une cesse par conséquent d'être atteinte, au détriment de l'économie.

On voit en même temps que la limite de l'inflexibilité relative dont est capable une section à T simple, de hauteur déterminée, s'obtient en portant dans l'expression générale de θ la valeur $Q = 2$, en même temps que les conditions $\frac{c}{U''} = 0$ et $\frac{v''}{V''} = 1$, ce qui donne :

$$\theta = \frac{1}{9} H.$$

Or, dans les poutres symétriques à double T, la limite correspondante est égale à $\frac{1}{4} H$, et ce rapprochement indique suffisamment à quelles réductions considérables d'inflexibilité relative peut donner lieu l'emploi de matières d'inégales résistances, même en deçà du rapport $\frac{R''}{R'} = 2$ jusqu'auquel le maximum de travail est simultanément réalisable dans les deux surfaces extrêmes.

Résumé et importance économique des conditions de maximum d'inflexibilité relative. — L'ensemble de cette discussion se résume dans les conclusions suivantes :

Qu'il s'agisse de poutres pleines ou évidées, symétriques ou non par rapport à l'axe de flexion, la hauteur doit toujours être maintenue constante.

Les poutres pleines sont alors des solides d'égale inflexibilité relative, le degré de cette inflexibilité ne dépendant

d'ailleurs, pour une hauteur déterminée, que de la forme du profil transversal.

Les poutres évidées sont en outre soumises à l'influence des proportions de la figure, ce qui, pour une section considérée en particulier et d'une manière abstraite, donne généralement lieu à deux nouvelles conditions : l'une consiste à réduire le plus possible le rapport entre les épaisseurs et les largeurs horizontales; l'autre, qui disparaît dans le cas du T simple, établit le rapport correspondant à observer entre les ordonnées des deux périmètres pour communiquer à la section la plus grande inflexibilité relative.

À l'exception du T simple, la première de ces conditions est simultanément réalisable dans toutes les sections d'un solide quelconque d'égale résistance et de hauteur constante.

Mais la seconde ne peut dès lors intervenir, tout au plus, que dans la détermination d'une seule section, et l'application en est même restreinte à la solution de problèmes particuliers, tels que ceux dans lesquels on se propose, soit d'obtenir le minimum de hauteur pour un système déterminé de charges, soit de rendre maximum la portée ou la charge d'une poutre de hauteur donnée.

Quelques exemples simples suffiront à faire ressortir l'intérêt considérable que présentent, sous le rapport de l'économie, les diverses conditions de maximum d'inflexibilité relative.

Nous allons d'abord chercher l'influence de la condition d'égalité de hauteur dans les poutres à section pleine et rectangulaire, reposant librement sur deux appuis et soumises à une charge uniforme.

Soient y et z la hauteur et la largeur de la section variable, H et U les valeurs maxima que prennent ces dimensions dans la section centrale, où agit le plus grand moment de flexion. D'après l'équation générale (1), nous avons, en

désignant toujours l'espacement des appuis par l et la charge uniforme par p :

$$Rzy^2 = 3p(l-x)x;$$

$$RUH^2 = \frac{3}{4}pl^2.$$

D'où, en divisant :

$$\frac{zy^2}{UH^2} = \frac{4(l-x)x}{l^2}.$$

Cette équation est commune à tous les solides d'égale résistance ayant le rectangle UH pour section centrale.

Nous comparons ci-dessous ceux que caractérisent respectivement les conditions d'égalité de hauteur et de largeur

Dans le premier, les dimensions de la section variable sont :

$$y = H,$$

$$z = \frac{4U(l-x)x}{l^2},$$

et l'aire moyenne de la poutre prend la valeur suivante :

$$\omega = \frac{4UH}{l^2} \int_0^l (l-x)xdx = \frac{2}{3}UH.$$

Dans le second, la section variable a pour dimensions :

$$z = U,$$

$$y = \frac{2H}{l} \sqrt{(l-x)x},$$

et la valeur de l'aire moyenne devient :

$$\omega' = \frac{2UH}{l^2} \int_0^l dx \sqrt{(l-x)x} = \frac{\pi}{4}UH.$$

Comparée à la précédente, cette valeur présente une augmentation de 17.80 p. 100.

Pour les poutres encastées à l'origine et dont l'extrémité supporte un poids concentré, la même comparaison conduit à des résultats beaucoup plus frappants encore ; on a, en effet :

$$\omega = \frac{1}{2} BH,$$

$$\omega' = \frac{2}{3} BH,$$

$$\frac{\omega' - \omega}{\omega} = \frac{1}{3}.$$

L'importance des économies que produit l'égalité de hauteur est suffisamment manifestée par les exemples précédents pour que nous nous dispensions d'en prendre de nouveaux parmi les poutres à sections évidées ; nous considérons donc seulement les conditions qui sont spéciales à ce genre de sections. L'influence des proportions de la figure ressort immédiatement du tableau suivant, dans lequel nous rapprochons divers modèles marchands de fers à double T, de 0^m.16 de hauteur, en y joignant les valeurs correspondantes de $\frac{u}{U}$, $\frac{h}{H}$ et θ .

DIMENSIONS DE LA SECTION.				VALEUR DES RAPPORTS		DEGRÉ d'inflexibilité relative. θ
Hauteur.	Largeur.	Épaisseur		$\frac{u}{U}$	$\frac{h}{H}$	
		des ailes.	de l'âme.			
mètres.	mètres.	mètres	mètres.			
0.16	0.048	0.007	0.008	0.8333	0.9125	0.020415
	0.080	0.010	0.008	0.9090	0.8750	0.024914
	0.120	0.012	0.010	0.9167	0.8500	0.026388

Ainsi, sans sortir des limites de la fabrication actuelle, on voit que pour une même hauteur de 0^m.16 et par la seule influence des proportions du double T, l'inflexibilité relative de la section varie dans le rapport de 20 à 15 à

26 388 ; d'où il résulte, entre le dernier et le premier modèle, une différence de 29.26 p. 100.

Ce résultat, bien que considérable, est d'ailleurs loin d'atteindre le maximum d'économie qu'on peut obtenir par un choix convenable des proportions. En effet, pour le rapport $\frac{h}{H} = 0.85$ qui existe entre les hauteurs du dernier modèle, la relation (3) fournit la valeur correspondante $\frac{u}{U} = 0.9505$, de sorte que si l'on suppose à l'âme une épaisseur de 0^m.008, la largeur des ailes doit être d'environ 0^m.16 pour que ce rapport des hauteurs communique à la section la plus grande inflexibilité relative. La valeur de θ s'élève alors à 0,028354, chiffre dont la comparaison avec celui du premier modèle, $\theta = 0.20415$, accuse une différence de 41.34 p. 100.

V. — INFLUENCE SPÉCIALE DE LA FORME.

De tels écarts d'inflexibilité relative, pour des sections de même genre et de même hauteur, font comprendre à quelles erreurs d'interprétation on s'expose lorsqu'on prétend comparer expérimentalement des poutres évidées de formes différentes sans en avoir réglé les profils de manière à obtenir les résistances maxima qui leur correspondent respectivement, à égalité de hauteur et de largeur.

C'est ainsi qu'à l'appui d'un nouveau type de fers du commerce, celui en forme d'U renversé, on a pu invoquer le bénéfice d'essais comparatifs dans lesquels un modèle de ce genre, à ailes très-développées, s'était montré doué d'une plus grande inflexibilité relative que des fers à double T de même hauteur, mais de très-faible largeur, tandis que si l'on opérait dans des conditions vraiment comparables, la supériorité rationnelle de cette dernière forme

serait incontestablement confirmée d'une manière éclatante. Bien loin que de semblables essais mettent la théorie en défaut, comme on l'a prétendu en concluant à la consécration pratique du nouveau type, le désaccord apparent de l'expérience n'est que la conséquence logique de la confusion établie par les conditions mêmes de ces essais entre les effets de causes distinctes que la théorie, au contraire, permet de séparer nettement, ainsi que nous allons le faire voir.

Poutres à section pleine.— L'influence de la forme est évidemment mesurée par les valeurs comparatives du coefficient $\frac{m}{n}$ dans l'expression de l'inflexibilité relative :

$$\theta = \frac{m}{n} \times H.$$

Nous rappelons celles qui correspondent à divers types élémentaires :

Rectangle.	$\frac{m}{n} = \frac{1}{12}$
Ellipse.	$\frac{1}{16}$
Triangle.	$\frac{1}{18}$
Losange.	$\frac{1}{24}$

Les résistances relatives de ces quatre formes de profils sont donc proportionnelles aux nombres $2, \frac{3}{2}, \frac{4}{3}$ et 1 .

Poutres évidées et symétriques.— Pour toutes les sections de ce genre que nous avons précédemment considérées, la condition de maximum d'inflexibilité relative est exprimée par l'équation (3), laquelle est indépendante de la forme de ces sections et fournit par conséquent, pour une

valeur donnée de $\frac{u}{H}$, une même valeur de $\frac{h}{H}$ à porter dans la formule (4), que nous reproduisons ci-après :

$$\theta' = 3 \left(\frac{m}{n}\right) \left(\frac{h}{H}\right)^2 H.$$

À égalité du rapport $\frac{u}{H}$ et de la hauteur H , le maximum d'inflexibilité relative ne varie donc, d'un type à l'autre, que proportionnellement au coefficient $\frac{m}{n}$, lequel représente dès lors, comme dans les poutres à section pleine, l'influence spéciale de la forme.

En comparant l'expression de ce maximum avec celle de l'inflexibilité relative des poutres à section pleine, on obtient le rapport suivant, pour une même forme des périmètres :

$$\frac{\theta'}{\theta} = 3 \left(\frac{h}{H}\right)^2.$$

Or il résulte de l'équation (3) que lorsqu'on fait croître $\frac{u}{H}$ de 0 à 1, en passant ainsi par tous les degrés d'évidement, la valeur de $\frac{h}{H}$ qui entre dans le rapport $\frac{\theta'}{\theta}$ varie de $\frac{1}{\sqrt{3}}$ à 1, de sorte que ce rapport croît simultanément de 1 à 3.

Telles sont les limites de l'accroissement d'inflexibilité relative dû à l'emploi de sections évidées.

Poutres évidées non symétriques.— Nous nous bornerons à comparer le type en forme d'U avec le double T à branches inégales.

Remarquons d'abord que pour simplifier le calcul, auquel cette forme se prêterait difficilement, on peut y substituer celle d'un trapèze évidé. D'une part, en effet, les *fig. 4*

et 5 ont, à très-peu près, la même inflexibilité relative; d'autre part, pour passer de cette dernière au type dont il s'agit, *fig. 6*, il suffit d'en arrondir le sommet, ainsi que les extrémités des ailes, et comme cette transformation supprime ou rapproche de l'axe de flexion un certain nombre des molécules principales, il en résulte que le trapèze évidé est nécessairement plus résistant, à égales dimensions, que le type en forme d'U. Si donc nous en démontrons l'infériorité par rapport au double T à branches inégales, pour une matière de nature donnée, il en sera de même, *à fortiori*, de cette dernière forme.

Nous admettons la même restriction que dans le cas des poutres à double T, en posant la condition que le centre de gravité du trapèze évidé soit commun aux deux trapèzes qui le circonscrivent.

Considérons le trapèze extérieur, dont nous désignons par U la largeur mesurée dans le plan de flexion et par Δ l'inclinaison des côtés sur la verticale. La condition ci-dessus donne la relation :

$$\Delta = \frac{3}{4} \cdot \frac{(V' - V'')U}{V'^2 - V'V'' + V''^2}.$$

Le moment d'inertie et l'aire du trapèze extérieur s'obtiennent dès lors en combinant cette relation avec les expressions suivantes :

$$I = \frac{1}{6} \left[(2U - 3\Delta V')V'^3 + (2U + 3\Delta V'')V''^3 \right],$$

$$\Omega = (U - \Delta V')V' + (U + \Delta V'')V''.$$

Eu égard aux valeurs de V' et V'' en fonction de Q et de H, il vient ainsi, toutes réductions faites :

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{1}{24} \left(\frac{4Q - Q^2 - 1}{Q^2 - Q + 1} \right) UH^3, \\ \Omega &= \frac{1}{4} \left[\frac{(Q + 1)^2}{Q^2 - Q + 1} \right] UH. \end{aligned} \right\} \dots (9)$$

On déduit d'ailleurs de ces mêmes formules le moment d'inertie et l'aire du trapèze intérieur en remplaçant Q , U et H par q , u et h .

L'inflexibilité relative du trapèze évidé a donc pour expression :

$$\Theta = \frac{1}{6} H \left\{ \frac{\left(\frac{4Q - Q^2 - 1}{Q^2 - Q + 1} \right) - \left(\frac{4q - q^2 - 1}{q^2 - q + 1} \right) \left(\frac{u}{U} \right) \left(\frac{h}{H} \right)^3}{\frac{(Q + 1)^2}{Q^2 - Q + 1} - \left(\frac{q + 1}{q^2 - q + 1} \right) \left(\frac{u}{U} \right) \left(\frac{h}{H} \right)} \right\}.$$

Pour l'objet que nous avons en vue, il suffit de considérer le maximum absolu qu'atteint cette expression quand on fait converger simultanément vers l'unité les rapports $\frac{q}{Q}$, $\frac{u}{U}$ et $\frac{h}{H}$, ou, en d'autres termes, quand la section du trapèze évidé se réduit mathématiquement au périmètre extérieur. On a alors :

$$\Theta = \frac{1}{2} \left\{ \frac{4Q - Q^2 - 1}{(Q + 1)^2} \right\} H.$$

Mais nous avons précédemment établi que, dans le cas du double T à branches inégales, la limite correspondante est :

$$\Theta' = \frac{Q}{(Q + 1)^2} \times H;$$

d'où il résulte, pour une même valeur de Q :

$$\Theta' - \Theta = \frac{1}{2} \left(\frac{Q - 1}{Q + 1} \right)^2 \times H.$$

Cette différence étant constamment positive, la supériorité du double T sur le trapèze évidé et, à plus forte raison, sur le type en forme d' U , se trouve ainsi démontrée et l'importance en est d'autant plus marquée que la valeur

de Q s'écarte davantage de l'unité, ou que le défaut de symétrie des sections comparées est plus prononcé.

D'après les formules (9), l'inflexibilité relative du trapèze à section pleine a pour expression :

$$e = \frac{1}{6} \left\{ \frac{4Q - Q^2 - 1}{(Q + 1)^2} \right\} \times H,$$

et la comparaison de cette expression avec celle du maximum absolu que comporte le trapèze évidé conduit à la relation suivante :

$$e = 3e.$$

On trouverait de même que la limite afférente au double T est triple de l'inflexibilité relative de la section pleine correspondante, qui consiste ici en deux rectangles juxtaposés de part et d'autre de l'axe de flexion.

Comme dans le cas des poutres symétriques, l'accroissement de résistance que produit l'évidement est donc compris entre les limites 1 et 3.

VI. — CONDITIONS DE MINIMUM DU MOMENT MOYEN DE FLEXION.

M. Bresse a déjà traité cette question, pour le cas d'une charge uniforme, dans la troisième partie de son *Cours de mécanique appliquée*, page 250. Nous rappelons que la solution en est alors fournie par les poutres continues qui satisfont aux conditions suivantes :

1° Les travées centrales doivent être de même ouverture, et le rapport à observer entre cette ouverture et celle des travées de rive est égal à $4 \sqrt{\frac{1}{3} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right)}$, ou très-sensiblement à 1.25.

2° Les moments fléchissants sur les appuis de toutes les

travées centrales doivent être égaux à $\frac{3}{32} pl^2$, expression dans laquelle l représente la longueur commune de ces travées, et p l'intensité linéaire de la charge uniformément répartie.

Mais, après avoir établi ces conditions, M. Bresse s'est borné à étudier le moyen de les concilier dans les poutres à section constante, et il démontre que les appuis, au lieu d'être disposés en ligne droite suivant les usages de la pratique, devraient être nivelés d'après une loi déterminée.

Nous nous proposons, au contraire, de rechercher le genre de poutres pour lequel les conditions de minimum du moment moyen fléchissant s'accordent avec la disposition des appuis en ligne droite.

Considérons d'abord une travée en particulier.

Si c'est une des travées centrales, la fibre neutre déformée y présente deux points d'inflexion, dont nous désignons les abscisses par a_m et b_m , et la moyenne des moments fléchissants de cette travée, pris en valeur absolue, a pour expression :

$$\xi_m = \frac{1}{l_m} \left\{ \int_0^{a_m} + X dx + \int_{a_m}^{b_m} -X dx + \int_{b_m}^{l_m} + X dx \right\}.$$

Pour effectuer les intégrations que comprend cette expression, il faut définir le moment X d'une section quelconque en fonction de la variable indépendante x et des abscisses a_m et b_m .

On sait que quand on prend pour inconnues auxiliaires les moments sur les appuis de la travée considérée, M_m et M_{m+1} , ce moment est exprimé par la formule suivante :

$$X = M_m + (M_{m+1} - M_m) \frac{x}{l_m} - \frac{1}{2} p_m x (l_m - x).$$

Les points d'inflexion de la fibre neutre correspondant

à la condition $X = 0$, on a donc, en leur appliquant la formule ci-dessus :

$$M_m + (M_{m+1} - M_m) \frac{a_m}{l_m} - \frac{1}{2} p_m a_m (l_m - a_m) = 0;$$

$$M_m + (M_{m+1} - M_m) \frac{b_m}{l_m} - \frac{1}{2} p_m b_m (l_m - b_m) = 0.$$

D'où il résulte :

$$M_m = \frac{1}{2} p_m a_m b_m,$$

$$M_{m+1} = \frac{1}{2} p_m (l_m - a_m)(l_m - b_m),$$

et par suite :

$$X = \frac{1}{2} p_m \left\{ x^2 - (a_m + b_m)x + a_m b_m \right\}.$$

Le calcul de ξ_m donne alors :

$$\xi_m = \frac{1}{12} p_m \left\{ 2a_m^2 (3b_m - a_m) - 2b_m^2 (3a_m - b_m) + l_m [6a_m b_m - 3(a_m + b_m)l_m + 2l_m^2] \right\}.$$

Les conditions de minimum de cette expression s'obtiennent en posant :

$$\frac{d\xi_m}{da_m} = 0 \quad \text{ou} \quad 2a_m^2 - 4a_m b_m + 2b_m^2 - 2l_m b_m + l_m^2 = 0,$$

$$\frac{d\xi_m}{db_m} = 0 \quad \text{ou} \quad 2b_m^2 - 4a_m b_m + 2a_m^2 + 2l_m a_m - l_m^2 = 0.$$

On peut d'ailleurs remplacer ces deux équations par les suivantes, qui s'en détruisent par addition et soustraction :

$$b_m - a_m = \frac{l_m}{2},$$

$$a_m + b_m = l_m.$$

Les conditions de minimum du moment moyen de flexion sont donc finalement :

$$a_m = \frac{1}{4} l_m; \quad b_m = \frac{3}{4} l_m;$$

ou, en raison des relations établies plus haut entre ces abscisses et les moments sur les appuis :

$$M_m = M_{m+1} = \frac{3}{32} p_m l_m^2.$$

S'il s'agit d'une travée de rive, celle de gauche, par exemple, le premier point d'inflexion se transporte à l'origine. On obtient alors :

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = \frac{1}{2} p_1 l_1 (l_1 - b_1);$$

$$X = \frac{1}{2} p_1 x (x - b_1);$$

$$\xi_1 = \frac{1}{12} p_1 (2b_1^3 - 3l_1^2 b_1 + 2l_1^3);$$

et en posant la condition de minimum $\frac{d\xi_1}{db_1} = 0$:

$$b_1 = \frac{1}{\sqrt{2}} l_1;$$

d'où

$$M_2 = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) p_1 l_1^2.$$

Considérons maintenant l'ensemble de la poutre.

La moyenne générale des valeurs absolues des moments fléchissants sera évidemment un minimum si les conditions respectives qui viennent d'être formulées pour les diverses travées sont simultanément remplies. Or on obtient effectivement cette coïncidence en égalant, pour chaque

appui, les deux expressions du moment fléchissant qui correspondent séparément aux minima partiels des travées adjacentes, ce qui fournit les relations ci-après :

$$\frac{16}{3} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) p_1 l_1^2 = p_2 l_2^2 = p_3 l_3^2 = \dots = p_{n-1} l_{n-1}^2 = p_n l_n^2 = \frac{16}{3} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) p_n l_n^2.$$

Lorsque les charges sont uniformes, ces relations deviennent :

$$l_1 = l_n; \\ l_2 = l_3 = \dots = l_{n-2} = l_{n-1}; \\ \frac{l_2}{l_1} = \frac{l_{n-1}}{l_n} = 4 \sqrt{\frac{1}{3} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right)}.$$

Ce sont les conditions que M. Bresse a déjà obtenues par une démonstration différente. Mais la méthode que nous avons suivie établit, en outre, les relations auxquelles doivent satisfaire les abscisses des points d'inflexion de la fibre neutre déformée, et qui sont éminemment propres à manifester la véritable interprétation géométrique de ces conditions. Nous les résumons ci-dessous, en désignant les rapports $\frac{a_1}{l_1}, \frac{a_2}{l_2}, \dots, \frac{a_n}{l_n}$, par $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_n$, et les rapports $\frac{b_1}{l_1}, \frac{b_2}{l_2}, \dots, \frac{b_n}{l_n}$, par $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_n$:

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= 1 - \alpha_n = \frac{1}{\sqrt{2}}; \\ \alpha_2 = \alpha_3 = \dots = \alpha_{n-2} = \alpha_{n-1} &= \frac{1}{4}; \\ \beta_2 = \beta_3 = \dots = \beta_{n-2} = \beta_{n-1} &= \frac{3}{4}. \end{aligned} \right\} \dots \quad (10)$$

En répétant le même calcul sur des poutres soumises à

des forces concentrées, on retombe d'ailleurs sur les équations ci-dessus, lesquelles expriment, d'une manière complètement générale, les conditions de minimum du moment moyen de flexion, pour un système quelconque de charges.

Nous allons maintenant démontrer que les solides d'égale résistance et de hauteur constante satisfont à ces équations lorsque la fibre neutre déformée reste tangente, en chacun des appuis autres que les culées de rive, à la position rectiligne que cette fibre occupait avant la flexion, ce qui constitue le cas d'encastrement spontané de toutes les travées sur les appuis intermédiaires.

Rappelons d'abord comment fléchit ce genre de solides.

Le moment d'élasticité de la section variable, que nous avons précédemment exprimé par $\frac{2RI}{H}$, admet aussi l'ex-

pression $\frac{EI}{\rho}$, dans laquelle ρ désigne le rayon de courbure de la fibre neutre et E le coefficient d'élasticité de la matière employée. On a donc, en égalant ces quantités :

$$\rho = \frac{EH}{2R}.$$

D'où il résulte que si la hauteur est constante, il en est de même de la courbure, dont le sens seul change avec le signe des moments de flexion ; c'est-à-dire que la fibre neutre se compose alors d'une suite d'arcs appartenant à un même cercle, qui sont alternativement concaves et convexes vers la ligne des appuis.

Il est désormais facile de tracer, pour un rayon donné, la position que prend cette fibre dans le cas d'encastrement spontané, et de vérifier que les abscisses des points d'inflexion satisfont à l'ensemble des équations (10).

Soit AA', *fig. 7*, une travée centrale quelconque.

Menons des perpendiculaires à la ligne des appuis par

les extrémités et le centre B de cette travée, puis après avoir porté sur les deux premières, de A en O et de A' en O', une longueur arbitraire adoptée comme rayon de courbure, prenons dans le prolongement de la troisième un point C tel que les distances CO et CO' soient doubles de cette longueur; décrivons enfin, des points O, C et O' comme centres, avec le rayon donné, des arcs de cercle compris entre les côtés des angles AOC, OCO' et CO'A'. La courbe continue formée par ces arcs de cercle, qui sont tangents deux à deux, représente la portion de fibre neutre correspondante à la travée considérée. Or la droite qui joint les points d'inflexion I et I', est évidemment parallèle à AA', et si nous la prolongeons jusqu'à la rencontre des perpendiculaires AO et A'O', en E et E', l'égalité des triangles EOI, ICD, DCI' et I'O'E' conduit à poser :

$$EI = ID = DI' = I'E' = \frac{1}{4} AA'.$$

Donc :

$$\alpha = \frac{EI}{AA'} = \frac{1}{4},$$

$$\beta = \frac{EI'}{AA'} = \frac{3}{4}.$$

Soit maintenant A_1A_2 , *fig. 8*, une travée de rive.

Après avoir porté le rayon donné A_2O sur la perpendiculaire menée par l'extrémité A_2 , déterminons au-dessus de la ligne des appuis le point C d'après la double condition que la distance CA_1 soit égale à A_2O et que la distance CO soit double de cette même longueur.

Les deux arcs de cercle qui composent la fibre neutre de la travée de rive ont leurs centres en C et en O, et se touchent au milieu I de la droite CO; c'est ce point dont nous avons à calculer l'abscisse.

Les coordonnées A_1B et BC du centre C, relativement

aux axes A_1x et A_1y , étant désignés par s et t , l'équation du premier arc de cercle est :

$$x^2 + y^2 - 2sx - 2ty = 0,$$

et la tangente a pour expression :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{x-s}{t-y}.$$

Posons de même l'équation du second arc de cercle et l'expression correspondante de la tangente, en remarquant que le centre O a pour coordonnées la longueur l_1 de la travée et le rayon arbitraire $OA_2 = \rho$:

$$\begin{aligned} x^2 + y^2 - 2l_1x + 2\rho y + l_1^2 &= \rho^2; \\ \frac{dy}{dx} &= \frac{l_1 - x}{\rho + y}. \end{aligned}$$

En raison du contact qui a lieu en I, les coordonnées $x = b_1$ et $y = -f$ de ce point doivent satisfaire simultanément aux équations des deux courbes et rendre égales les expressions de leurs tangentes, ce qui fournit les trois relations suivantes entre l'inconnue cherchée b_1 , les inconnues auxiliaires s , t , f , et les données l_1 et ρ :

$$\left. \begin{aligned} b_1^2 + f^2 - 2sb_1 + 2tf &= 0; \\ b_1^2 + f^2 - 2l_1b_1 - 2\rho f + l_1^2 &= 0; \\ \frac{b_1 - s}{t + f} &= \frac{l_1 - b_1}{\rho - f}. \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

Par le point I menons la parallèle EE' à la ligne des appuis et abaïssons du centre C la perpendiculaire CF qui coupe respectivement cette ligne et la parallèle EE' en B et D.

Les secteurs FCI et IOA_2 étant égaux, ainsi que les triangles DCI et IOE' , il en résulte :

$$DF = A_2E',$$

et par suite :

$$BF = 2f.$$

Or,

$$BF = \rho - t;$$

donc :

$$2f = \rho - t \dots \dots \quad (12)$$

La troisième des équations (11) devient alors :

$$2b_1 = l_1 + s \dots \dots \quad (13)$$

On a d'ailleurs, en ajoutant les deux premières :

$$2b_1^2 + 2f^2 - 2b_1(l_1 + s) - 2(\rho - t)f + l_1^2 = 0;$$

d'où, en vertu des relations (12) et (13) :

$$2(b_1^2 + f^2) = l_1^2.$$

Dans la flexion des poutres, l'abaissement f du point d'inflexion est toujours assez faible pour que f^2 soit absolument négligeable devant b_1^2 , de sorte que la relation ci-dessus peut se remplacer par la suivante :

$$\frac{b_1}{l_1} = \beta_1 = \frac{1}{\sqrt{2}}.$$

On voit donc, en définitive, que le minimum du moment moyen de flexion est réalisable, avec des appuis en ligne droite, dans les solides d'égale résistance et de hauteur constante, et que les conditions de ce minimum y produisent en outre l'encastrement spontané de toutes les travées sur les appuis intermédiaires.

Ces conditions règlent les distances des appuis en fonction des intensités et positions des forces extérieures. Dans le cas de charges variables, le minimum du moment de flexion ne peut donc être obtenu que pour une seule de leurs combinaisons.

Nous avons formulé plus haut les conditions à observer lorsque l'ensemble de la poutre supporte des poids uniformément répartis entre les points d'appui.

Si les travées étaient soumises à des forces concentrées Q_1, Q_2, \dots, Q_n , respectivement appliquées en leurs milieux, on trouverait de même les conditions suivantes :

$$4(\sqrt{2}-1)Q_1l_1 = Q_2l_2 = Q_3l_3 = \dots = Q_{n-1}l_{n-1} = 4(\sqrt{2}-1)Q_nl_n;$$

ou, en supposant les forces égales :

$$4(\sqrt{2}-1)l_1 = l_2 = l_3 = \dots = l_{n-1} = 4\sqrt{2}-1)l_n.$$

VII. — CONCLUSIONS DE LA PREMIÈRE PARTIE.

En résumé, d'après l'énoncé même de l'équilibre qu'il s'agit d'établir entre les actions moléculaires de la poutre et les charges extérieures, que nous supposons d'abord fixes, la recherche des conditions de moindre dépense comprend les deux points de vue suivants :

Minimum d'effet des charges extérieures sur l'ensemble des sections ;

Maximum de travail moléculaire dans toute la poutre.

Lorsque les appuis sont en ligne droite, seule disposition consacrée par les usages de la pratique, le premier de ces points de vue n'est pas réalisable dans les poutres à section constante. Mais les solides d'égale résistance et de hauteur constante y satisfont moyennant une distribution déterminée des appuis et cette distribution, qui dépend de l'intensité et de la position des charges, produit en outre l'encastrement spontané de la poutre sur tous les appuis autres que ceux de rive.

Quant au maximum de travail moléculaire, on ne peut l'obtenir, d'une manière absolue, que dans les fibres extrêmes, où les actions moléculaires engendrées par

l'extension et la compression doivent atteindre respectivement les limites expérimentales au delà desquelles la conservation indéfinie de la matière cesserait d'être suffisamment assurée. Comme conséquence de cette condition, qui est connue sous le nom d'égalité de résistance, le centre de gravité de la section variable doit partager la hauteur en raison des limites de résistance aux deux genres d'actions moléculaires, extension et compression, qui sollicitent les fibres extrêmes, et le rapport du moment d'inertie à la hauteur devient proportionnel au moment fléchissant.

La considération du travail des molécules intérieures de la poutre conduit à poser, en outre, la condition de maximum constant de l'inflexibilité relative des sections, en la subordonnant toutefois aux restrictions pratiques que comporte l'établissement des poutres matérielles.

Il en résulte d'abord que la hauteur de la poutre doit être constante et aussi grande que possible.

Viennent ensuite les questions de forme et de proportions de la section variable, à la discussion desquelles nous ne pouvons que renvoyer.

Enfin, toutes choses égales d'ailleurs, le degré d'inflexibilité relative est d'autant plus considérable que la section est plus symétrique ou qu'il y a moins d'écart entre les résistances de la matière à l'extension et à la compression.

Parmi l'ensemble de ces conditions, celle d'égale résistance et de hauteur constante correspondent simultanément au minimum d'effet des charges extérieures et au maximum de travail moléculaire; ce sont les caractères généraux et essentiels des solides types dont on doit se rapprocher le plus possible dans la construction des poutres. Les conditions relatives à la distribution des appuis et à la constitution géométrique de la section variable servent ensuite à régler, dans chaque cas, le choix des éléments d'établissement que les sujétions et les convenances spéciales de la construction laissent indéterminés.

Lorsque les charges sont variables, leur déplacement donne lieu à une infinité de combinaisons parmi lesquelles il suffit de considérer celles, en nombre restreint, qui produisent les moments maxima de flexion dans les diverses régions de la poutre.

Chacune de ces combinaisons, prise en particulier, comporte un minimum d'effet dont les conditions sont connues, mais différent de l'une à l'autre. On ne peut donc plus reconnaître qu'*à posteriori* quelle est la distribution des appuis qui convient le mieux à un système donné de charges variables.

Cette distribution une fois arrêtée, il faut concevoir que, pour chacune des combinaisons engendrant des moments maxima de flexion dans une partie quelconque de la poutre, on détermine le solide d'égale résistance et de hauteur constante qui fournirait la meilleure solution si cette combinaison particulière des charges était la seule à supporter. Le volume-enveloppe de ces divers solides, qui diffèrent seulement par la dimension dont la valeur variable se déduit de la condition de résistance, constitue le type vers lequel on doit faire tendre l'établissement de la poutre.

Dans tout le cours de cette première partie de notre mémoire, nous avons supposé connus les moments de flexion à équilibrer et nous avons simplement recherché les moyens d'y résister le plus économiquement possible. En application, ainsi que nous l'avons déjà indiqué, il est d'usage de remplacer ces moments par ceux qui se produiraient dans un prisme à section constante, ayant mêmes appuis et supportant les mêmes charges. Nous allons maintenant en aborder le calcul pour les solides-types que nous avons définis plus haut.

DEUXIÈME PARTIE.

Calcul des moments de flexion dans les solides d'égale résistance et de hauteur constante.

VIII. — FORMULES ET CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES.

Ainsi que nous avons déjà eu l'occasion de l'indiquer, la fibre neutre déformée de ces solides est une suite d'arcs de cercle, alternativement concaves et convexes, suivant le signe des moments fléchissants, et dont le rayon, indépendant du profil transversal, a pour valeur :

$$\rho = \frac{EH}{2R}.$$

D'un autre côté, si l'on prend pour axe des abscisses la position primitive qu'occupait la fibre neutre avant la déformation, et qu'on désigne par y l'ordonnée rectangulaire, après la flexion, d'un point quelconque de cette fibre dont l'abscisse est x , l'expression générale du rayon de courbure est :

$$\rho = \frac{\left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2y}{dx^2}}.$$

Les déformations produites par la flexion étant pratiquement très-faibles, on peut négliger $\left(\frac{dy}{dx} \right)^2$ devant l'unité, et poser simplement :

$$\rho = \frac{1}{\frac{d^2y}{dx^2}}.$$

Égalant cette expression générale à la valeur particulière qui convient aux solides d'égalé résistance et de hauteur constante, et affectant la dérivée $\frac{d^2y}{dx^2}$, du signe \pm pour avoir égard au sens de la courbure, on obtient l'équation différentielle suivante de l'axe neutre déformé :

$$\pm \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{2R}{EH} = \frac{1}{\rho}.$$

L'équation ci-dessus appartient à des arcs de parabole, que la simplification du rayon de courbure a eu pour effet de substituer aux arcs de cercle dont se compose réellement l'axe neutre, mais qui n'en diffèrent pas sensiblement. Il s'agit maintenant d'exprimer que ces arcs forment une courbe continue et passant par tous les points d'appui.

Quelle que soit la destination des poutres, on n'a jamais à considérer, en application, plus de deux genres de charges, les unes concentrées, les autres continues et assez uniformément réparties pour que l'intensité linéaire puisse en être supposée constante.

L'expression des moments fléchissants d'une travée quelconque, en fonction de l'abscisse, est alors du deuxième degré, de sorte que la portion correspondante de la fibre neutre a deux points d'inflexion, et comprend par conséquent trois arcs ; lorsque les poutres sont librement posées aux extrémités, ce nombre se réduit toutefois à deux dans les travées de rive, où l'un des points d'inflexion se confond avec l'appui extrême.

Soient φ et φ' les inclinaisons des tangentes menées à la fibre neutre par les points d'appui d'une travée intermédiaire quelconque.

L'axe positif des ordonnées étant supposé ascendant, l'équation différentielle du premier et du troisième arcs doit être prise avec le signe —. En l'intégrant deux fois

et tenant compte de ce que ces arcs passent respectivement par les deux points d'appui, on obtient les expressions suivantes des tangentes et des ordonnées :

$$\text{premier arc.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho \frac{dy}{dx} = -x + \rho\varphi; \\ \rho y = -\frac{x^2}{2} + \rho\varphi x. \end{array} \right.$$

$$\text{troisième arc.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho \frac{dy}{dx} = -x + l + \rho\varphi'; \\ \rho y = -\frac{x^2}{2} + (l + \rho\varphi')x - \frac{l}{2}(l + 2\rho\varphi'). \end{array} \right.$$

L'équation différentielle du deuxième arc admet le signe + et conduit pareillement aux expressions ci-dessous, dans lesquelles C et C' sont les constantes arbitraires des deux intégrations successives :

$$\text{deuxième arc.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho \frac{dy}{dx} = x + C; \\ \rho y = \frac{x^2}{2} + Cx + C'. \end{array} \right.$$

Ces expressions doivent devenir respectivement égales à celles du premier et du deuxième arcs pour les abscisses a et b des points d'inflexion. Il en résulte quatre équations de condition, que l'élimination de C et C' réduit finalement aux deux relations suivantes :

$$2(b-a) = l + \rho(\varphi' - \varphi); \dots \quad (14)$$

$$2(b^2 - a^2) = l(l + 2\rho\varphi') \dots \quad (15)$$

Les formules relatives aux travées de rive se déduisent des précédentes par l'introduction des conditions particulières qui caractérisent ces travées, d'après le genre de culées qu'on considère. Ainsi, pour la travée de rive gauche,

on doit faire $a = 0$ ou $\varphi = 0$, suivant que la poutre repose librement ou est encastree sur la culée correspondante ; pour la travée de rive droite, les données qui résultent des mêmes hypothèses sont respectivement $b = l$ et $\varphi' = 0$.

La relation (15) ne contient que la tangente φ' . On peut d'ailleurs la transformer de manière à y admettre seulement la tangente φ ; pour cela, il suffit de transporter l'origine des coordonnées du premier au second appui et de changer le sens positif des abscisses, ce qui revient à remplacer dans l'équation primitive a par $l - b$, b par $l - a$ et φ' par $-\varphi$; cette équation devient alors :

$$2 [(l - a)^2 - (l - b)^2] = l(l - 2\rho\varphi).$$

On a de même, pour la travée suivante :

$$2 [(l' - a')^2 - (l' - b')^2] = l'(l' - 2\rho\varphi') \dots \quad (16)$$

La tangente φ' peut dès lors être éliminée entre les équations (15) et (16), et il est à remarquer que le rayon de courbure disparaît spontanément dans cette élimination, de sorte que la relation qui en résulte ne dépend plus de la hauteur et des qualités physiques de la poutre ; on a ainsi, en désignant les rapports $\frac{a}{l}$, $\frac{b}{l}$, $\frac{a'}{l'}$, $\frac{b'}{l'}$, par α , β , α' , β' , suivant une notation déjà employée, et posant, en outre, $\frac{l}{l'} = \delta$:

$$\delta(\beta^2 - \alpha^2) + 2(\beta' - \alpha') - (\beta'^2 - \alpha'^2) = \frac{\delta + 1}{2} \dots \dots \quad (17)$$

L'application de cette relation à chaque groupe de deux travées consécutives, dans une poutre de n travées, fournit $n - 1$ équations entre les $n - 1$ valeurs que la distribution donnée des appuis assigne au rapport δ , et les deux séries de n valeurs à déterminer pour les inconnues α et β .

On obtient d'ailleurs $n - 1$ autres équations en égalant,

pour chaque groupe de deux travées adjacentes, les expressions respectives que prend le moment fléchissant de l'appui intermédiaire en fonction des abscisses de leurs points d'inflexion. Ces expressions varient nécessairement avec les systèmes de charges à équilibrer, nous allons d'abord rappeler sommairement ceux qui correspondent aux principales applications.

L'emploi de poutres continues à section variable ne se présente guère que dans les ponts métalliques. Les forces à supporter comprennent alors :

1° La charge permanente de la superstructure de ces ouvrages;

2° Les charges additionnelles que comporte la nature des voies de communication à desservir.

La charge permanente est très-sensiblement uniforme sur la longueur du pont et l'intensité linéaire en est facilement appréciée, *à priori*, bien que le poids propre des poutres, qui en fait partie, soit subordonné aux résultats des calculs de résistance.

Considérons maintenant les charges additionnelles.

S'il s'agit de donner passage à un canal ou à une voie d'eau quelconque, ces charges agissent également d'une manière uniforme sur toute la longueur du pont, et s'ajoutent simplement au poids de la construction.

Pour les ponts de chemin de fer, on admet conventionnellement que la surcharge est continue et uniforme dans l'étendue des convois, dont il reste seulement à régler la longueur et la position de manière à produire les moments maxima de flexion dans les diverses régions de la poutre. On est ainsi conduit à ne considérer que des combinaisons de surcharge occupant des travées entières, l'administration se bornant d'ailleurs à exiger que les travées soient d'abord chargées isolément, puis simultanément, bien que ces combinaisons ne soient pas, théoriquement, les plus défavorables à la résistance.

Quant aux ponts desservant les voies de terre, on s'était contenté, jusqu'à ces derniers temps, de les éprouver par poids mort, les surcharges étant calculées à raison de 400 kilogrammes par mètre carré de superficie. Mais, d'après une circulaire du 15 juin 1869, tous les ponts métalliques dépendant des routes placées dans les attributions du ministère des travaux publics doivent désormais être établis de manière à assurer expressément le passage des plus forts chargements compatibles avec le règlement du 10 août 1852 sur la police du roulage et des messageries ; comme conséquence de ce principe, il est prescrit de soumettre chaque travée et l'ensemble du tablier à une seconde série d'épreuves, par poids roulant, en y faisant circuler, au pas, et stationner pendant une demi-heure, sur le nombre de files que comporte la largeur de la voie charretière, soit des voitures à deux roues attelées de cinq chevaux et pesant 11 tonnes, équipage compris, soit des chariots à quatre roues, attelés de huit chevaux et d'un poids total de 16 tonnes, suivant que l'un ou l'autre de ces genres de véhicules doit produire un travail moléculaire plus considérable dans les diverses travées.

En résumé, sauf un seul des modes d'épreuve auxquels sont soumis les ponts destinés à des voies de terre, les calculs de résistance des poutres longitudinales se font toujours dans l'hypothèse de travées uniformément chargées entre leurs appuis, la charge linéaire étant, dans certains ouvrages, la même pour toutes, mais comportant plus généralement deux valeurs, dont l'une est le poids π de la superstructure du pont, par mètre courant, tandis que l'autre comprend en outre une surcharge déterminée σ . Nous ne considérerons que cette hypothèse, abstraction faite du cas de charges discontinues, dans lequel le calcul des moments de flexion devient trop laborieux, même lorsque les poutres sont à section constante, pour qu'on puisse l'étendre utilement à des solides d'un genre moins simple.

Les moments fléchissants sur les appuis d'une travée quelconque, soumise à une charge uniforme, ont déjà été formulés dans le § VI de la première partie. Nous posons donc immédiatement la relation suivante, qui résulte de l'égalité des fonctions exprimant, dans deux travées consécutives, le moment de l'appui intermédiaire :

$$\left(\frac{p}{p'}\right) \delta^2(1-\alpha)(1-\beta) = \alpha'\beta' \dots \quad (18)$$

On en tire, pour l'ensemble de la poutre, $n-1$ équations dans chacune desquelles le rapport $\frac{p}{p'}$ prend la valeur qui convient au groupe correspondant de deux travées adjacentes, d'après la distribution donnée des charges.

Pour les poutres reposant librement sur les culées, les deux séries d'équations (17) et (18) suffisent à déterminer les rapports α et β , dont les valeurs inconnues se réduisent effectivement à $2n-2$, en raison des données $\alpha_1 = 0$ et $\beta_n = 0$.

Au contraire, lorsque les culées sont encastrees, le nombre des inconnues est égal à $2n$, et il reste par conséquent à établir deux équations. On les obtient, dans les travées de rives, au moyen des relations générales (14) et (15). Ainsi, cette dernière donne immédiatement pour la travée de rive droite, où $\varphi' = 0$:

$$\beta_n^2 - \alpha_n^2 = \frac{1}{2}.$$

Quant à la travée de rive gauche, on a, en éliminant φ' entre les deux relations, après y avoir introduit la condition $\varphi = 0$:

$$2(\beta_1 - \alpha_1) - (\beta_1^2 - \alpha_1^2) = \frac{1}{2}.$$

Ces deux dernières équations ne contiennent que des

coefficients numériques. D'un autre côté, ceux des équations (17) dépendent seulement de la distribution des appuis, et, quand les charges sont uniformément réparties, il en est de même pour les équations (18). Dans ce cas, les valeurs de α et de β restent donc constantes pour toutes les poutres dont les appuis sont en même nombre et espacés proportionnellement, de l'une à l'autre.

Lorsque les charges sont inégalement réparties, le rapport $\frac{p}{p'}$ admet les trois valeurs 1, $1 + \frac{\sigma}{\pi}$ et $\frac{1}{1 + \frac{\sigma}{\pi}}$. Mais,

à égal nombre de travées et pour une même combinaison de surcharge, ces valeurs entrent dans les équations (18) suivant un ordre invariable. Donc, si aux conditions déjà énoncées dans le cas précédent on ajoute l'égalité du rapport de la surcharge au poids permanent, les inconnues α et β sont encore constantes dans tous les solides dont les travées homologues sont simultanément chargées ou vides.

Enfin, quand on considère les diverses combinaisons de surcharge auxquelles une même poutre doit résister, l'ordre dans lequel se présentent les valeurs de $\frac{p}{p'}$, change d'une combinaison à l'autre et il faut, par conséquent, recommencer dans chaque cas les calculs de α et β . Mais l'ensemble des résultats fournis par ces résolutions successives des équations s'appliquent indistinctement à tous les solides pour lesquels la distribution des appuis et le rapport de la surcharge au poids permanent sont les mêmes.

Supposons calculées les valeurs de α et de β qui correspondent à un nombre déterminé de travées et à des modes définis de distribution des appuis et des charges. Il suffit alors de les multiplier par les longueurs effectives des travées pour connaître, dans chaque application particulière de ces données, les abscisses mêmes des points d'inflexion ; d'où on déduit les moments fléchissants d'une travée quel-

conque au moyen de l'équation suivante, que nous extrayons du § VI :

$$X = \frac{1}{2} p[x^2 - (a + b)x + ab] \dots \quad (19)$$

C'est celle d'une parabole à axe vertical, dont le paramètre est égal à $\frac{2}{p}$ et qui coupe l'axe des x aux distances a et b de l'origine.

La perpendiculaire élevée sur le milieu de l'intervalle de ces points d'intersection donne la position de l'axe de symétrie, dont l'abscisse est, par conséquent :

$$d = \frac{a + b}{2} = \left(\frac{\alpha + \beta}{2} \right) l.$$

En portant cette abscisse dans l'équation (19), on a l'ordonnée du sommet ; nous en écrivons ci-dessous la valeur absolue :

$$\mu = \frac{1}{8} p \overline{(b - a)^2} = \frac{1}{8} \overline{(\beta - \alpha)^2} p l^2 \dots \quad (20)$$

Le foyer de la parabole se place d'ailleurs à une distance du sommet égale au quart du paramètre, ou à $\frac{1}{2p}$, et des constructions connues permettent dès lors d'effectuer très-simplement le tracé de la courbe des moments, soit par points, soit d'une manière continue.

Pour les abscisses comprises entre a et b , les ordonnées sont négatives ; mais, comme les valeurs absolues des moments intéressent seules la résistance de la section variable, la partie correspondante de la courbe se reporte au-dessus de l'axe des x .

L'épure qu'on obtient ainsi, pour l'ensemble des travées, est définitive si la poutre ne doit supporter que la combi-

raison de charges à laquelle correspondent les valeurs de α et β qui ont servi de point de départ. Dans le cas contraire, il faut répéter l'opération pour chacune des autres combinaisons à équilibrer, et le contour-enveloppe formé par les parties extérieures de toutes ces épures représente les moments maxima de flexion auxquels doit être finalement appliquée la condition d'égale résistance.

L'expression du paramètre fait immédiatement reconnaître que, dans les travées également chargées, les courbes de moments fléchissants appartiennent à une même parabole dont la position varie seulement, de l'une à l'autre, suivant les valeurs particulières que prennent les abscisses a et b . Au lieu de les construire spécialement pour chacune de ces travées, on peut donc se borner, après avoir déterminé les axes et les sommets, à y appliquer successivement un patron de parabole construit, une fois pour toutes, avec leur paramètre commun.

Dans le cas de charges uniformément réparties, un seul patron suffit pour toutes les travées. Il n'en faut d'ailleurs que deux lorsque les charges sont inégales et diversement réparties; en effet, l'ensemble des courbes à tracer dans les différentes travées, pour toutes ces répartitions, ne comportent que les paramètres $\frac{2}{\pi}$ et $\frac{2}{\pi + \sigma}$.

Il convient de rappeler, à ce propos, que l'équation (19) s'applique indistinctement aux poutres de toute espèce, pourvu qu'on y porte les valeurs correspondantes des abscisses a et b . L'expression $\frac{2}{p}$ du paramètre est donc absolument générale, et l'identité des courbes de moments s'étend, par conséquent, à tous les cas d'égale charge linéaire, que cette égalité se présente entre des travées d'une même poutre ou dans des poutres différentes, d'ailleurs quelconques; d'où résulte cette conséquence que si, pour une même application, on calcule les moments fléchissants

d'après des hypothèses différentes, telles que l'uniformité de section et l'égalité de résistance, les épures sont formées des mêmes paraboles, qui changent seulement de position d'une hypothèse à l'autre.

Nous avons vu précédemment que, moyennant l'égalité de certaines circonstances, les travées homologues d'une infinité de solides différents admettent les mêmes valeurs de α et β . Nous allons maintenant indiquer les particularités que ces rapports peuvent aussi présenter entre des travées d'un même solide.

Cas de valeurs constantes. — Lorsque les extrémités de la poutre sont librement posées, l'un des rapports α et β prend, dans chacune des travées de rive, une valeur particulière qui est inhérente à ce mode d'appui, et ne peut, par conséquent, se reproduire dans les travées intermédiaires, que la continuité de la poutre assujettit, au contraire, sur leurs deux supports. Mais il y a communauté des valeurs de α et de β entre ces dernières travées, quand on satisfait aux conditions du minimum du moment moyen de flexion, § VI. On a alors pour toute travée intermédiaire :

$$\alpha = \frac{1}{4}; \quad \beta = \frac{3}{4};$$

Et pour les travées de rive :

$$\alpha_1 = 1 - \beta_n = 0;$$

$$\beta_1 = 1 - \alpha_n = \frac{1}{\sqrt{2}}.$$

Nous rappelons d'ailleurs que, dans le cas de charges uniformément réparties entre les appuis, ces valeurs correspondent aux relations suivantes :

$$\frac{16}{13} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) p_1 l_1^2 = p_2 l_2^2 = \dots = p_{n-1} l_{n-1}^2 = \frac{16}{3} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) p_n l_n^2.$$

Les moments sur les appuis de toutes les travées intermédiaires sont alors égaux. On reconnaît d'ailleurs, en se reportant à l'expression (20), qu'il y a aussi égalité entre les maxima, en valeur absolue, des moments négatifs qui se produisent dans leurs régions centrales ; mais le maximum correspondant aux travées de rive n'est pas le même.

Dans les solides encastrés aux extrémités, les conditions à observer sont :

$$p_1 l_1^3 = p^2 l_2^3 = \dots = p_{n-1} l_{n-1}^3 = p_n l_n^3,$$

et on a alors, pour toutes les travées indistinctement :

$$\alpha = \frac{1}{4}; \quad \beta = \frac{3}{4}.$$

Les moments centraux, comme ceux relatifs aux appuis, sont donc respectivement constants dans toute l'étendue de la poutre.

En définitive, quand la distribution des appuis et celle des charges sont réglées d'après les relations qui rendent minimum le moment moyen de flexion, toutes les valeurs de α et β sont immédiatement connues, sans qu'il soit nécessaire de recourir à la résolution des équations générales. Cela tient à ce que les travées centrales deviennent alors spontanément encastrées, ainsi que nous l'avons démontré, géométriquement, dans le § VI; au surplus, la démonstration analytique de cette proposition est fournie par les relations (14) et (15), dans lesquelles les inclinaisons des tangentes correspondant aux appuis intermédiaires s'annulent successivement, pour chaque travée, quand on y porte les abscisses qui caractérisent le minimum dont il s'agit.

Cas de symétrie.—Lorsque les appuis et les charges sont distribués symétriquement de part et d'autre du plan vertical mené par le milieu de la poutre, les valeurs de l'un

des rapports α et β sont complémentaires de celles de l'autre, prises dans l'ordre inverse. En effet, si on désigne par i et k les rangs occupés par deux travées également distantes des appuis extrêmes, on a, en raison de la symétrie des points où s'y infléchit l'axe neutre :

$$a_i = l_k - b_k; \quad b_i = l_k - a_k;$$

D'où il résulte, par suite de l'égalité $l_i = l_k$:

$$\alpha_i = 1 - \beta_k; \quad \beta_i = 1 - \alpha_k.$$

Suivant que le nombre des travées de la poutre est égal à $2m$ ou à $2m + 1$, il suffit donc, après avoir appliqué les équations (17) et (18) aux m ou $m + 1$ premières, de formuler la symétrie de la seconde moitié de la poutre.

Dans le premier cas, cette condition s'exprime par l'horizontalité de la tangente correspondant à l'appui central, ce qui donne, pour la même travée, en annulant φ' dans la relation (15) :

$$\beta_m^2 - \alpha_m^2 = \frac{1}{2}.$$

Dans le second cas, où la symétrie a pour effet de rendre égales et de signes contraires les inclinaisons des tangentes aux deux extrémités de la travée qui contient le centre, on a, en divisant les relations (15) et (14) l'une par l'autre, après avoir remplacé dans celle-ci φ par $-\varphi'$:

$$\alpha_{m+1} + \beta_{m+1} = 1.$$

On aurait pu, du reste, obtenir immédiatement cette équation en étendant à la travée centrale, au moyen de l'égalité $i = k$, les relations posées plus haut entre les valeurs de α et de β qui conviennent à deux travées symétriques quelconques.

Que le nombre des travées soit pair ou impair, ces relations réduisent donc de moitié les inconnues dont les valeurs doivent être calculées spécialement au moyen des équations générales.

Égalité des moments centraux. — Nous désignons ainsi, par abréviation, les maxima, en valeur absolue, des moments négatifs qui se produisent vers le centre des travées.

Dans les solides encastres aux extrémités, cette égalité a lieu en même temps que le minimum du moment moyen de flexion et l'encastrement spontané des appuis intermédiaires.

Mais, lorsqu'il s'agit de solides dont les extrémités sont librement posées, les moments centraux ne sont alors constants que dans les travées intermédiaires, à l'exclusion de celles de rive. C'est donc à des dispositions spéciales qu'il faut recourir, et on les définit en ajoutant aux équations (17) et (18) celles que fournit la condition particulière :

$$\sqrt{\frac{p}{p'}} \delta(\beta - \alpha) = \beta' - \alpha' \dots \quad (21)$$

Pour une distribution quelconque des charges, l'ensemble de ces équations, dont le nombre est égal à $3(n - 1)$, détermine les $n - 1$ rapports à adopter entre les espaces des appuis et les deux séries de $n - 1$ valeurs qui y correspondent pour α et β . Mais, même dans le cas de charges uniformément réparties, et malgré les simplifications résultant de la distribution symétrique que prennent alors les appuis, la séparation des inconnues serait rendue impraticable, au delà d'un nombre très-restreint de travées, par la multiplicité et l'élévation du degré de ces équations. Au contraire, dans ce même cas de charges uniformément réparties, les calculs deviennent relativement faciles, quand on admet comme inconnues auxiliaires les tangentes aux points d'appui.

L'introduction de ces nouvelles inconnues se fait en remplaçant l'équation (17) par les relations (14) et (15), d'où on tire les expressions suivantes :

$$a = \frac{1}{4} \left\{ \frac{2l(l + 2\rho\varphi)}{l + \rho(\varphi' - \varphi)} - [l + \rho(\varphi' - \varphi)] \right\} \dots; \quad (22)$$

$$b = \frac{1}{4} \left\{ \frac{2l(l + 2\rho\varphi)}{l + \rho(\varphi' - \varphi)} + [l + \rho(\varphi' - \varphi)] \right\} \dots. \quad (23)$$

Ces expressions et celles relatives à la travée adjacente doivent ensuite être portées dans les équations ci-dessous qui, d'après l'hypothèse $p = p'$, et eu égard à la signification des rapports α , β et δ , peuvent être substituées à (18) et à (21) :

$$(l - a)(l - b) = \alpha'b';$$

$$b - \alpha = b' - \alpha'.$$

On a ainsi :

$$\begin{aligned} \left[\frac{2l(l - 2\rho\varphi)}{l + \rho(\varphi' - \varphi)} \right]^2 - [l + \rho(\varphi' - \varphi)]^2 &= \left[\frac{2l'(l' + 2\rho\varphi'')}{l' + \rho(\varphi'' - \varphi')} \right]^2 - \\ &- [l' + \rho(\varphi'' - \varphi')]^2; \\ l + \rho(\varphi' - \varphi) &= l' + \rho(\varphi'' - \varphi'). \end{aligned}$$

La première de ces équations, habituellement trop compliquée pour se prêter à des applications utiles, comporte dans le cas actuel une simplification considérable et devient, en effet, quand on tient compte de la seconde :

$$l(l - 2\rho\varphi) = l'(l' + 2\rho\varphi'').$$

En les appliquant successivement à chaque groupe de deux travées consécutives que comprend la première moitié de la poutre, et désignant les tangentes par des indices égaux aux numéros des appuis correspondants, on a les deux séries suivantes d'équations :

$$(24) \left\{ \begin{array}{l} \rho(\varphi_1 - 2\varphi_2 + \varphi_3) = l_1 - l_2; \\ \rho(\varphi_2 - 2\varphi_3 + \varphi_4) = l_2 - l_3; \\ \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots \end{array} \right. \left| \begin{array}{l} 2\rho(l_1\varphi_1 + l_2\varphi_3) = l_1^2 - l_2^2; \\ 2\rho(l_2\varphi_2 + l_3\varphi_4) = l_2^2 - l_3^2; \\ \dots\dots\dots \\ \dots\dots\dots \end{array} \right. (25)$$

Si le nombre total des travées de la poutre est pair et égal à $2m$, les dernières équations à poser dans ces séries, dont chacune en contient $m - 1$, sont, en vertu de la condition de symétrie $\varphi_{m+1} = 0$:

$$\dots\dots\dots \left| \dots\dots\dots \right. \\ \rho(\varphi_{m-1} - 2\varphi_m \dots) = l_{m-1} - l_m. \quad \left| \quad 2\rho(l_{m-1}\varphi_{m-1} \dots) = l_{m-1}^2 - l_m^2.$$

Pour une poutre de $2m + 1$ travées, la symétrie s'exprime par l'égalité $\varphi_{m+2} = -\varphi_{m+1}$, et les deux séries, qui comprennent chacune m équations, se terminent alors par les suivantes :

$$\dots\dots\dots \left| \dots\dots\dots \right. \\ \rho(\varphi_m - 3\varphi_{m+1} \dots) = l_m - l_{m+1}. \quad \left| \quad 2\rho(l_m\varphi_m - l_{m+1}\varphi_{m+1}) = l_m^2 - l_{m+1}^2.$$

Enfin, on établit la condition de libre appui sur les culées en éliminant b_1 entre les deux équations suivantes, que fournissent les relations générales (14) et (15) pour la valeur particulière $a_1 = 0$:

$$\begin{aligned} 2b_1 &= l_1 + \rho(\varphi_2 - \varphi_1); \\ 2b_1^2 &= l_1(l_1 + 2\rho\varphi_2). \end{aligned}$$

Il en résulte :

$$[l_1 + \rho(\varphi_2 - \varphi_1)]^2 = 2l_1(l_1 + 2\rho\varphi_2) \dots \dots \quad (26)$$

D'après la forme des équations (24) et (25), l'élimination des tangentes est toujours facile à opérer et conduit définitivement, selon que le nombre total des travées est pair ou impair, à $m - 1$ ou m équations, qui ne contiennent plus que m ou $m + 1$ espacements d'appuis et suffisent à déterminer leurs rapports $\delta_1, \delta_2, \delta_3 \dots$

D'un autre côté, quand on porte dans les formules (22) et (23), pour chaque travée, les expressions des tangentes correspondantes, on obtient directement les valeurs de α et de β en fonction des rapports δ , sans qu'il soit besoin de passer effectivement par le calcul de ces tangentes.

Cas limites. — Les équations générales (17) et (18) ne répondent aux conditions pratiques de la flexion des poutres continues qu'autant que toutes les racines sont réelles et satisfont, en outre, aux restrictions suivantes :

$$\begin{aligned} \alpha &> 0; \\ \beta &< 1; \\ \beta &> \alpha. \end{aligned}$$

Si donc il vient à se présenter, pour une travée quelconque, l'une des particularités $\alpha = 0$, $\beta = 1$ ou $\beta = \alpha$, c'est l'indice de quelque distribution limite des appuis et des charges. Géométriquement, ces cas limites s'accusent, ainsi qu'on va le voir, par des déformations anormales de l'axe neutre.

Soit d'abord $\alpha_k = 0$, ce qui implique $M_k = 0$. L'équation (18) indique qu'on a simultanément $\beta_{k-1} = 1$; c'est-à-dire que l'appui K est un point d'inflexion commun aux fibres neutres des deux travées adjacentes; dès lors, l'arc contigu à l'un ou à l'autre des deux autres appuis devient concave vers l'axe des abscisses (*fig. 9*).

Pour $\beta_k = 1$ ou $M_{+1} = 0$, la même anomalie se produit dans l'une ou l'autre des travées contiguës à l'appui $K + 1$.

Soit maintenant $\beta = \alpha$.

Si la poutre repose librement aux extrémités et que cette égalité se présente pour l'une des travées de rive, il en résulte d'après les données $\alpha_1 = 0$ et $\beta_n = 1$:

$$\beta_1 = 0, \quad \text{ou} \quad \alpha_n = 1.$$

Dans l'un ou l'autre cas, l'axe neutre de la travée ne

comprend plus que l'arc dont la concavité est tournée vers la ligne des appuis, et nous allons démontrer que cette travée tend alors à se soulever sur l'appui extrême.

A et A' représentant les portions des réactions de deux appuis quelconques qui agissent sur la travée intermédiaire, on a, en vertu des conditions générales d'équilibre :

$$A + A' = pl;$$

$$M' = M - Al + \frac{1}{2} pl^2.$$

Or, cette dernière équation donne, quand on y porte les expressions de M et de M' en fonction des rapports α et β :

$$A = \frac{1}{2} (\alpha + \beta) pl.$$

Par suite :

$$A' = \frac{1}{2} [2 - (\alpha + \beta)] pl.$$

Appliquées aux appuis extrêmes, ces formules deviennent :

$$A_1 = \frac{1}{2} \beta_1 p_1 l_1;$$

$$A_{n+1} = \frac{1}{2} (1 - \alpha_n) p_n l_n.$$

Les réactions des culées sont donc respectivement nulles pour $\beta_1 = 0$ et $\alpha_n = 1$.

Lorsque l'égalité $\beta = \alpha$ a lieu dans une travée intermédiaire de poutres reposant librement sur les culées ou dans une travée quelconque de poutres dont les extrémités sont encastées, l'axe neutre y affecte encore la même forme ; en effet, la réunion des deux points d'inflexion supprime l'arc convexe de la région centrale et rend simplement tangents les deux arcs extrêmes qui, ayant même rayon,

se confondent dès lors en un seul. Cette circonstance ne peut évidemment se présenter que dans les travées où les distributions des appuis et des charges introduisent la condition $\varphi = -\varphi'$, qui est indispensable au contact des deux arcs extrêmes. De plus, la valeur commune des rapports α et β est alors nécessairement égale à $\frac{1}{2}$, en raison de ce que ce contact ne peut avoir lieu que sur la verticale menée à égale distance des appuis ; il en résulte :

$$\Lambda = \Lambda' = \frac{1}{2} pl;$$

$$M = M' = \frac{1}{8} pl^2;$$

$$\mu = 0.$$

IX. — APPLICATIONS AUX POUTRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES.

Dans la construction des ponts métalliques, on a renoncé à encasturer les extrémités des poutres longitudinales, par suite des altérations auxquelles les dilatations du métal exposent les culées, Nous bornerons donc l'application des formules du précédent paragraphe aux poutres dont les extrémités reposent librement, en considérant d'abord le cas où les charges sont fixes et uniformément réparties.

Poutres à deux travées.

En raison des données $\alpha_1 = 0$ et $\beta_2 = 1$, les inconnues se réduisent à deux et les équations (17) et (18) deviennent :

$$\delta\beta_1^2 - 2\alpha_2 + \alpha_2^2 = \frac{\delta - 1}{2};$$

$$\delta^2(1 - \beta_1) = \alpha_2.$$

Éliminant β_1 , on en tire :

$$(\delta^3 + 1)\alpha_2^2 - 2\delta^2(\delta + 1)\alpha_2 + \frac{1}{2}\delta^3(\delta + 1) = 0,$$

ou en divisant par $\delta + 1$:

$$(\delta^2 - \delta + 1)\alpha_2^2 - 2\delta^2\alpha_2 + \frac{1}{2}\delta^3 = 0 \dots \quad (27)$$

D'après la nature du sujet, une seule des racines de cette équation doit être admise, et il est facile de reconnaître que c'est celle où le radical est affecté du signe —. Nous posons donc :

$$\alpha_2 = \frac{2\delta^2 - \sqrt{4\delta^4 - 2\delta^3(\delta^2 - \delta + 1)}}{2(\delta^2 - \delta + 1)},$$

expression dont les valeurs sont réelles pour toutes celles de δ comprises entre 0.582 et 2.618.

L'autre inconnue s'en déduit au moyen de la seconde des équations initiales, que nous mettons sous la forme suivante :

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_2}{\delta^2} \dots \quad (28)$$

Les valeurs absolues maxima des moments centraux et le moment sur l'appui intermédiaire se calculent ensuite au moyen des expressions suivantes :

$$\mu_1 = \frac{1}{8} \beta_1^2 \cdot pl_1^2;$$

$$\mu_2 = \frac{1}{8} (1 - \alpha_2)^2 \cdot pl_2^2;$$

$$M_3 = \frac{1}{2} (1 - \beta_1) pl_1^2 = \frac{1}{2} \alpha_2 \cdot pl_2^2.$$

On a d'ailleurs, d'après l'hypothèse de libre appui de la poutre sur les culées :

$$M_1 = M_2 = 0.$$

Cas de travées égales. — Par raison de symétrie, la tangente à la fibre neutre prend une direction horizontale sur

l'appui intermédiaire; aussi les résultats ci-dessous, que fournissent les formules générales pour la valeur particulière $\delta = 1$, reproduisent purement et simplement les conditions de flexion des solides à une seule travée dont une extrémité est encastrée et l'autre simplement posée :

$$\beta_1 = 1 - \alpha_2 = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.7071;$$

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{16} pl^2;$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) pl^2 = 0.146445 pl^2.$$

Cas limites. — L'inspection de l'équation (27) suffit à indiquer que la limite $\alpha_2 = 0$, ou $\beta_1 = 1$, ne peut pas se présenter dans la pratique, puisqu'il en résulterait $\delta = 0$.

Pour $\alpha_2 = 1$, cette équation devient :

$$\delta^3 - 2\delta^2 - 2\delta + 2 = 0.$$

Des deux racines réelles et positives qui y correspondent, l'une est inférieure à l'unité, et doit être exclue par le motif que l'expression (28) conduirait alors à une valeur négative de β_1^* ; l'autre est égale à 2.4812, et fournit une limite effective du rapport δ . D'après la permutation qui s'effectue entre les quantités β_1 et $1 - \alpha_2$, quand on remplace δ par $\frac{1}{\delta}$, on a d'ailleurs $\beta_1 = 0$ pour $\delta = \frac{1}{2.4812} = 0.4030$, valeur qui constitue une seconde limite d'application pratique.

Influence économique de la distribution des appuis. — Lorsque l'inflexibilité relative des sections est constante, le volume des solides d'égale résistance est exactement proportionnel à l'aire des moments fléchissants pris en valeur absolue, § III. Dans le cas contraire, cette aire repré-

sente, à un facteur près, l'intégrale des moments d'inertie, lesquels ne dépendent pas seulement de la surface des sections, mais aussi de leur rayon d'inertie; toutefois, en pratique, le rayon d'inertie varie assez peu pour qu'on puisse encore admettre, approximativement, qu'il y a proportionnalité entre le volume de la poutre et l'aire des moments de flexion.

Désignons cette aire par S.

Les formules du § VI donnent pour les moments moyens des deux travées :

$$\xi_1 = \frac{1}{12} (2 - 3\beta_1 + 2\beta_1^3) \rho l_1^3;$$

$$\xi_2 = \frac{1}{12} (1 - 3\alpha_2 + 6\alpha_2^2 - 2\alpha_2^3) \rho l_2^3.$$

On a d'ailleurs, en appelant L la longueur totale de la poutre :

$$l_1 = \left(\frac{\delta}{\delta + 1} \right) L; \quad l_2 = \left(\frac{1}{\delta + 1} \right) L.$$

Il en résulte l'expression ci-dessous de S :

$$\begin{aligned} S &= \xi_1 l_1 + \xi_2 l_2 = \\ &= \frac{1}{12} \left(\frac{1}{\delta + 1} \right)^3 [\delta^3 (2 - 3\beta_1 + 2\beta_1^3) + 1 - 3\alpha_2 + 6\alpha_2^2 - 2\alpha_2^3] \rho L^3. \end{aligned}$$

Le minimum de cette expression correspond à celui de la moyenne générale des moments de flexion et a lieu, par conséquent, lorsque les travées sont égales, § VI; on a alors :

$$S = \frac{1}{48} (2 - \sqrt{2}) \rho L^3 = 0.012204 \rho L^3.$$

D'un autre côté, pour l'une ou l'autre des limites pratiques $\delta = 0.403$ et $\delta = 2.4812$, il vient :

$$S = 0.023940 \rho L^3.$$

Cette valeur surpasse la précédente de 95.17 p. 100.

Comparaison avec le cas de travées indépendantes. —

L'aire des moments prend alors l'expression :

$$S = \frac{1}{12} p(l_1^3 + l_2^3) = \frac{1}{12} \left(\frac{1}{\delta + 1} \right)^3 (\delta^3 + 1) \cdot pL^3.$$

On en tire, pour $\delta = 1$, le minimum suivant :

$$S' = \frac{1}{48} pL^3.$$

Les limites $\delta = 0.4030$ et $\delta = 2.4812$ donnent d'ailleurs :

$$S' = 0.032150 pL^3.$$

La comparaison de ces valeurs avec celles qui leur correspondent respectivement dans les solides à travées solidaires conduit aux résultats suivants :

$$\text{Cas de travées égales. . . } \frac{S' - S}{S'} = 0.4142;$$

$$\text{Cas limites. } \frac{S' - S}{S'} = 0.2554.$$

Ainsi, l'économie réalisée par la solidarité des travées varie entre un maximum de 41.24 et un minimum de 25.54 p. 100.

Poutres symétriques à trois travées.

En appliquant les équations générales (17) et (18) aux deux premières travées et y introduisant la condition de symétrie $\alpha_2 + \beta_2 = 1$, on a :

$$\alpha_2 = \frac{1}{4} [1 + \delta(2\beta_1^2 - 1)]; \dots \quad (29)$$

$$\alpha_2(1 - \alpha_2) = \delta^2(1 - \beta_1).$$

L'élimination de α_2 conduit ensuite à une équation qui, suivant qu'on l'ordonne par rapport à β_1 ou à δ , se présente sous l'une ou l'autre des formes suivantes :

$$\beta_1^4 - \left(\frac{\delta+1}{\delta}\right)\beta_1^3 - 4\beta_1 + \frac{17\delta^2 + 2\delta - 3}{4\delta^2} = 0; \dots \quad (30)$$

$$[16(1-\beta_1) + (2\beta_1^2-1)^2]\delta^2 - 2(2\beta_1^2-1)\delta - 3 = 0 \dots \quad (31)$$

Pour une valeur donnée de δ , le calcul direct de β_1 exigerait donc la résolution d'une équation du 4^e degré, tandis que si, au contraire, on se propose de déterminer la distribution des appuis qui correspond à une valeur arbitraire de β_1 , l'équation à résoudre n'est plus que du 2^e degré. Dans l'un et l'autre cas, la seconde inconnue α_2 est fournie par l'équation du 1^{er} degré (29).

En application, la donnée du calcul est toujours δ . Mais, au lieu de recourir à l'équation (30) pour en tirer l'inconnue β_1 , il suffit de former, une fois pour toutes, au moyen de l'équation (31), une table des valeurs corrélatives de ces deux quantités, ce qui permet ensuite d'obtenir, dans chaque cas, par une simple interpolation, celle de β_1 qui convient à la distribution donnée des appuis. On peut d'ailleurs, afin d'en rendre l'usage plus commode, effectuer immédiatement les interpolations nécessaires pour y admettre comme entrées, non plus des valeurs arbitraires de β_1 , mais des valeurs de δ variant par intervalles réguliers.

C'est ainsi qu'a été établie, entre les limites de δ que nous allons déterminer, la table I annexée à notre mémoire. Nous y avons d'ailleurs compris, en sus des valeurs de β_1 , celles de l'autre inconnue α_2 , ainsi que les rapports $\frac{\mu_1}{pl_1}$,

$\frac{M_2}{pl_1^2}$ et $\frac{\mu_2}{pl_1^2}$; pour toute distribution donnée des appuis, cette table fournit donc, directement ou par interpolation,

l'ensemble des éléments nécessaires au calcul et au tracé graphique des moments fléchissants.

Limites d'application pratique. — D'après l'équation (30), la limite $\beta_1 = 0$ correspond à la condition :

$$17\delta^3 + 2\delta - 3 = 0.$$

ou :

$$\delta = 0.3654.$$

D'un autre côté, la limite $\beta_2 = \alpha_2$ donne :

$$\delta^4 - 3\delta^2 - \delta^2 + \frac{1}{8} = 0.$$

Cette équation admet deux racines réelles et positives; mais l'une doit être écartée comme inférieure à $\frac{1}{2}$ et conduisant par conséquent à une valeur négative de β_1 , dont l'expression devient, en effet, dans le cas $\alpha_2 = \beta_2 = \frac{1}{2}$:

$$\beta_1 = 1 - \frac{1}{4\delta^2}.$$

L'autre racine est :

$$\delta = 1.5957.$$

Telles sont les limites dans lesquelles les applications pratiques doivent être renfermées.

Influence économique de la distribution des appuis. — Le minimum de l'aire des moments a lieu, § VI, pour la valeur suivante :

$$\delta = \frac{1}{4\sqrt{\frac{1}{3}\left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}}\right)}},$$

ou, très-approximativement :

$$\delta = 0.80.$$

On a alors :

$$\xi_1 = \frac{1}{12} (2 - \sqrt{2}) p l^2_1;$$

$$\xi_2 = \frac{1}{32} p l^2_2;$$

$$\frac{l_1}{L} = \frac{\delta}{2\delta + 1} = 0.507692;$$

$$\frac{l_2}{L} = \frac{1}{2\delta + 1} = 0.384615.$$

D'où il résulte :

$$S = 2\xi_1 l_1 + \xi_2 l_2 = 0.004622 p L^3.$$

Pour $\delta = 1$, on trouverait pareillement :

$$S = 0.004999 p L^3,$$

valeur qui surpasse la précédente de 8,17 p. 100.

Enfin, le même calcul, appliqué aux cas limites, donne,

$$\text{Pour } \delta = 1.5957, \quad S = 0.007568 p L^3,$$

$$\delta = 0.3654, \quad S = 0.010163 p L^3.$$

Rapprochées de l'aire minimum, ces valeurs extrêmes présentent respectivement des augmentations de 63,74 et 119,88 p. 100.

Comparaison avec le cas de travées indépendantes. — L'expression de l'aire des moments est alors :

$$S' = \frac{1}{12} p (2l^3_1 + l^3_2) = \frac{1}{12} (2\delta^3 + 1) \left(\frac{1}{2\delta + 1} \right)^3 p L^3.$$

Le minimum de cette expression correspond à $\delta = 1$ et a pour valeur :

$$S' = 0.009259 p L^3.$$

En le comparant avec celui qui a lieu dans les poutres à

travées solidaires, quand $\delta = 0.80$, on trouve un excédant de 50 p. 100.

A égale distribution des appuis, le rapprochement des deux cas donne d'ailleurs les résultats suivants :

$\delta = 0.80$ $\frac{S' - S}{S'}$	= 0.5183,
1.	0.4601,
0.3654	0.4239,
1.5957	0.2673.

Poutres symétriques à quatre travées.

Les équations à résoudre sont, dans ce cas, en y comprenant la condition de symétrie :

$$\beta_2^2 - \alpha_2^2 = \frac{1}{2}; \dots \tag{32}$$

$$\delta\beta_1^2 + 2(\beta_2 - \alpha_2) = \frac{\delta + 2}{2}; \dots \tag{33}$$

$$\delta^2(1 - \beta_1) = \alpha_2\beta_2 \dots \tag{34}$$

Éliminant β_1 entre les deux dernières et ordonnant par rapport à δ , on a :

$$\delta^4 + 2[2(\beta_2 - \alpha_2) - 1]\delta^3 - 4\alpha_2\beta_2\delta^2 + 2\alpha_2^2\beta_2^2 = 0 \dots \tag{35}$$

Pour une distribution donnée des appuis, il resterait encore à éliminer l'une des inconnues α_2 et β_2 entre cette équation et la condition de symétrie (32), ce qui conduirait à une équation du 8^e degré.

Au contraire, les inconnues se trouvent dès à présent séparées quand on y comprend le rapport δ et qu'on se donne arbitrairement α_2 ou β_2 ; en effet, la seconde de ces quantités étant immédiatement fournie par la relation (32), l'équation (35) ne renferme plus d'autre inconnue que δ , et la valeur de β_1 s'obtient finalement en portant celles de α_2 , β_2 et δ dans l'équation (34). Ce changement d'une in-

connue a donc pour effet d'abaisser du 8^e au 4^e degré l'équation qui la détermine; dans tous les cas, les deux autres équations à résoudre sont respectivement du 2^e et du 1^{er} degré.

Nous avons calculé ainsi la table II.

Limites d'application. — La valeur minimum de δ correspond encore à la limite $\beta_1 = 0$. L'équation (33) donne alors :

$$\beta_1 - \alpha_1 = \frac{\delta + 2}{4}.$$

On a d'ailleurs, en divisant l'équation (32) par cette dernière :

$$\beta_2 + \alpha_2 = \frac{2}{\delta + 2}.$$

Par suite :

$$\alpha_2 = \frac{8 - (\delta + 2)^2}{8(\delta + 2)}; \quad \beta_2 = \frac{8 + (\delta + 2)^2}{8(\delta + 2)}.$$

D'un autre côté, l'équation (34) devient, pour $\beta_1 = 0$:

$$\delta^2 = \alpha_1 \beta_2.$$

D'où on tire, en y portant les expressions ci-dessus de α_2 et de β_2 :

$$\delta^2 = \frac{64 - (\delta + 2)^4}{64(\delta + 2)^2}.$$

La racine à adopter est :

$$\delta = 0.5192.$$

La valeur maximum de δ s'obtient en posant la limite $\beta_2 = 1$. D'après la condition (32), il en résulte $\alpha_2 = \frac{1}{\sqrt{2}}$ et on a, en introduisant ces valeurs dans l'équation (35) :

$$\delta^2 - 2(\sqrt{2} - 1)\delta^2 - 2\sqrt{2}\delta^2 + 1 = 0.$$

D'où :

$$\delta = 2.0781.$$

Poutres symétriques à cinq travées.

Le seul cas usuel est celui où les trois travées centrales ont même ouverture. Les équations à poser sont alors :

$$\delta\beta_1^2 + 2(\beta_2 - \alpha_2) - (\beta_2^2 - \alpha_2^2) = \frac{\delta + 1}{2},$$

$$\delta^2(1 - \beta_1) = \alpha_2\beta_2, \dots \quad (36)$$

$$\beta_2^2 - \alpha_2^2 = 2\alpha_3, \quad (37)$$

$$(1 - \alpha_2)(1 - \beta_2) = \alpha_3 - \alpha_3^2.$$

On ne peut les résoudre qu'indirectement, en laissant le rapport δ indéterminé et admettant comme donnée arbitraire l'une des inconnues, convenablement choisie.

L'élimination de β_1 entre les deux premières équations donne :

$$\delta^4 - [1 - 4(\beta_2 - \alpha_2) + 2(\beta_2^2 - \alpha_2^2)]\delta^2 - 4\alpha_2\beta_2\delta^2 + 2\alpha_2^2\beta_2^2 = 0.$$

On a d'ailleurs, en éliminant α_3 entre les deux dernières :

$$\beta_2^4 - 2(1 + \alpha_2^2)\beta_2^2 - 4(1 - \alpha_2)\beta_2 + \alpha_2^4 + 2\alpha_2^2 - 4\alpha_2 + 4 = 0.$$

Cette équation permet de déterminer l'inconnue β_2 quand on prend α_2 pour donnée arbitraire et la précédente fournit la valeur correspondante de δ ; les inconnues β_1 et α_3 se tirent ensuite des équations du 1^{er} degré (36) et (37).

La table III, que nous avons formée de cette manière, réduit désormais toute application pratique à de simples calculs d'interpolation.

Poutres symétriques ayant un nombre quelconque de travées.

Supposons d'abord ce nombre impair et égal à $2m + 1$,

L'ouverture étant d'ailleurs la même pour toutes les travées, sauf celles de rive.

L'application des équations générales (17) et (18) donne les deux groupes suivants :

$$\begin{array}{l}
 \delta\beta_1^2 + 2(\beta_2 - \alpha_2) - (\beta_2^2 - \alpha_2^2) = \frac{\delta + 1}{2} \\
 \beta_2^2 - \alpha_2^2 + 2(\beta_3 - \alpha_3) - (\beta_3^2 - \alpha_3^2) = 1 \\
 \dots \\
 \beta_{m-1}^2 - \alpha_{m-1}^2 + 2(\beta_m - \alpha_m) - (\beta_m^2 - \alpha_m^2) = 1 \\
 \beta_m^2 - \alpha_m^2 - 2\alpha_{m+1} \dots = 0
 \end{array}
 \left|
 \begin{array}{l}
 \delta^2(1 - \beta_1) = \alpha_1\beta_2 \\
 (1 - \alpha_2)(1 - \beta_2) = \alpha_2\beta_3 \\
 \dots \\
 (1 - \alpha_{m-1})(1 - \beta_{m-1}) = \alpha_m\beta_m \\
 (1 - \alpha_m)(1 - \beta_m) = \alpha_{m+1} - \alpha_{m+1}^2
 \end{array}
 \right.$$

Pour une valeur donnée de α_m , celle de β_m est fournie, comme dans le cas des poutres à cinq travées, par l'équation du 4° degré à laquelle conduit l'élimination de α_{m+1} entre les deux dernières des groupes ci-dessus. Les équations immédiatement précédentes, qui ne contiennent plus alors d'autres inconnues que α_{m-1} et β_{m-1} , permettent d'en calculer les valeurs et ainsi de suite jusqu'aux deux premières équations, qui déterminent finalement δ et β_1 . En somme, sur les $2m$ équations d'où se tirent successivement les valeurs des inconnues, m sont du 4° degré et les m autres du 1^{er}.

Si le nombre des travées est pair et égal à $2m$, les dernières équations des deux groupes sont :

$$\beta_{m-1}^2 - \alpha_{m-1}^2 + 2(\beta_m - \alpha_m) = \frac{3}{2}, \quad | \quad (1 - \alpha_{m-1})(1 - \beta_{m-1}) = \alpha_m\beta_m.$$

Il existe d'ailleurs, entre les inconnues α_m et β_m , la condition suivante de symétrie :

$$\beta_m^2 - \alpha_m^2 = \frac{1}{2}.$$

Pour une valeur arbitraire de α_m , cette condition fait immédiatement connaître celle de β_m et les équations précédentes déterminent alors les inconnues α_{m-1} , et β_{m-1} , le calcul se continuant ensuite comme dans le cas précédent.

Le nombre des équations à résoudre est égal à $2m - 1$, dont $m - 1$ sont du 4^e degré, $m - 1$ du premier et la dernière du 2^e : c'est la condition de symétrie.

En définitive, la solution indirecte du problème est toujours possible et le degré des équations y est invariablement limité au 4^e. Mais les calculs nécessaires à l'établissement des tables deviendraient de plus en plus laborieux, et nous ne les avons pas abordés au delà de cinq travées.

Du reste, en pratique, il est rare qu'on ne puisse pas régler le nombre et la distribution des appuis de manière à concilier les sujétions locales avec l'observation du rapport suivant, qui réalise l'encastrement spontané des travées centrales :

$$\delta = \frac{1}{4 \sqrt{\frac{1}{3} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}}\right)}}.$$

Les moments fléchissants sont alors immédiatement connus en fonction de la charge et de la longueur des travées intermédiaires. Nous donnons ci-dessous les expressions des principaux :

$$M_2 = M_3 = \dots = M_{n-1} = M_n = \frac{3}{32} pl_2^2 = 0.093750 pl_2^2;$$

$$\mu_1 = \mu_n = \frac{1}{16} pl_1^2 = \frac{3}{256 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}}\right)} pl_2^2 = 0.040011 pl_2^2;$$

$$\mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_{n-2} = \mu_{n-1} = \frac{1}{32} pl_2^2 = 0.031250 pl_2^2.$$

Les abscisses des moments maxima centraux μ_1, μ_2, \dots sont d'ailleurs :

$$d_1 = l_n - d_n = \frac{l_1}{2\sqrt{2}} = 0.353557 l_1;$$

$$d_2 = d_3 = \dots = d_{n-2} = d_{n-1} = 0.50 l_2.$$

POUTRES ÉQUILIBRÉES.

On désigne ainsi celles où les moments négatifs qui se produisent vers le centre des travées ont, en valeur absolue, un maximum constant. Ce cas ne présente qu'un intérêt théorique; en effet, toutes les fois que la distribution des appuis n'est pas commandée par les sujétions locales, on doit en disposer, économiquement, de manière à obtenir le minimum du moment moyen de flexion et l'encastrement spontané de la poutre, à l'exclusion de toute autre condition.

Les formules générales ont déjà été établies dans le § VIII; il ne reste qu'à en faire l'application.

Poutres à trois travées. — On a, dans ce cas, les équations suivantes :

$$\begin{aligned} \rho(\varphi_1 - 3\varphi_2) &= l_1 - l_2; \\ 2\rho(l_1\varphi_1 - l_2\varphi_2) &= l_1^2 - l_2^2; \\ [l_1 + \rho(\varphi_2 - \varphi_1)]^2 &= 2l_1(l_1 + 2\rho\varphi_2). \end{aligned}$$

Les deux premières donnent :

$$\begin{aligned} 2\rho\varphi_1 &= \frac{3l_1^2 - 2l_1l_2 - l_2^2}{3l_1 - l_2}, \\ 2\rho\varphi_2 &= -\frac{(l_2 - l_1)^2}{3l_1 - l_2}, \end{aligned}$$

La troisième devient alors :

$$l_1(l_1 + l_2)^2 = 2(3l_1 - l_2)(2l_1^2 + l_1l_2 - l_2^2),$$

ou, en divisant par $l_1 + l_2$ et ordonnant par rapport à

$$\frac{l_1}{l_2} = \delta :$$

$$11\delta^2 - 11\delta + 2 = 0.$$

Des deux racines de cette équation, l'une doit être écartée comme inférieure à la limite $\delta = 0.3654$ au-dessous de laquelle les poutres symétriques à trois travées se soulèvent sur les appuis extrêmes. L'autre est :

$$\delta = 0.7611.$$

On a d'ailleurs, en appliquant la relation générale (14) à la première et à la seconde travées, et y portant les expressions des tangentes qui leur correspondent :

$$\beta_1 = \frac{\delta + 1}{2(3\delta - 1)};$$

$$\beta_2 - \alpha_2 = \frac{\delta(\delta + 1)}{2(3\delta - 1)}.$$

La condition de symétrie donne enfin :

$$\beta_2 + \alpha_2 = 1.$$

D'où il résulte, d'après la valeur de δ :

$$\beta_1 = 0.6862,$$

$$\alpha_2 = 0.2589,$$

$$\beta_2 = 0.7611.$$

Poutres à quatre travées. — Les équations à résoudre sont alors :

$$\rho(\varphi_1 - 2\varphi_2) = l_1 - l_2;$$

$$2\rho l_1 \varphi_1 = l_1^2 - l_2^2;$$

$$[l_1 + \rho(\varphi_2 - \varphi_1)]^2 = 2l_1(l_1 + 2\rho\varphi_2).$$

En portant dans la 3^e les expressions de φ_1 et φ_2 , tirées des deux premières, il vient :

$$15\delta^4 + 28\delta^3 - 22\delta^2 - 4\delta - 1 = 0,$$

D'où :

$$\delta = 0.744766.$$

Les autres inconnues s'en déduisent au moyen des équations suivantes, qui s'obtiennent comme pour les poutres à trois travées :

$$\beta_1 = \frac{1}{8} \left(\frac{\delta + 1}{\delta} \right)^2,$$

$$\beta_2 - \alpha_2 = \frac{(\delta + 1)^2}{8\delta},$$

$$\beta_2^2 - \alpha_2^2 = \frac{1}{2}.$$

Il en résulte les valeurs suivantes :

$$\beta_1 = 0.686030,$$

$$\alpha_2 = 0.233836,$$

$$\beta_2 = 0.744768.$$

Poutres à cinq travées. — Les formules générales donnent :

$$\begin{array}{l|l} \rho(\varphi_1 - 2\varphi_2 + \varphi_3) = l_1 - l_2; & 2\rho(l_1\varphi_1 + l_2\varphi_3) = l_1^2 - l_2^2 \\ \rho(\varphi_2 - 3\varphi_3) = l_2 - l_3; & 2\rho(l_2\varphi_2 - l_3\varphi_3) = l_2^2 - l_3^2 \end{array}$$

$$[l_1 + \rho(\varphi_2 - \varphi_1)]^2 = 2l_1(l_1 + 2\rho\varphi_2).$$

La première et la dernière de ces équations deviennent, quand on y porte les expressions des tangentes que fournissent les trois autres :

$$(3l_2 - l_3)l_1^2 - (l_2^2 + 4l_2l_3 - l_3^2)l_1 + l_2(2l_2 + l_3l_3 - l_2^2) = 0;$$

$$(3l_2 - l_3)l_1^2 - (l_2^2 + 2l_2l_3 - 3l_3^2)l_1 - \frac{l_2^2(l_2 + l_3)^2}{2(3l_2 - l_3)} = 0.$$

Il vient d'ailleurs, en les retranchant l'une de l'autre :

$$2(l_2 + l_3)l_1 = 2l_1^2 + l_1l_2 - l_2^2 + \frac{l_2(l_2 + l_3)^2}{2(3l_2 - l_3)},$$

ou, en divisant par $l_1 + l_2$:

$$l_1 = \frac{13l_2^2 - 9l_2l_3 + 2l_3^2}{4(3l_2 - l_3)}.$$

Cette équation et la précédente donnent finalement, quand on pose $\frac{l_1}{l_2} = \delta_1$ et $\frac{l_3}{l_2} = \delta_2$:

$$\delta_1 = \frac{13\delta_2^2 - 9\delta_2 + 2}{4\delta_2(3\delta_2 - 1)};$$

$$317\delta_2^4 - 462\delta_2^3 + 169\delta_2^2 - 16\delta_2 - 4 = 0,$$

On en tire :

$$\delta_1 = 0.744680,$$

$$\delta_2 = 0.973940.$$

Les valeurs correspondantes des autres inconnues sont :

$$\beta_1 = 0.686030,$$

$$\alpha_2 = 0.233807,$$

$$\beta_2 = 0.744680,$$

$$\alpha_3 = 0.249944,$$

$$\beta_3 = 0.750056.$$

Il est à remarquer qu'on retombe très-sensiblement sur les valeurs de δ_1 , β_1 , α_2 et β_2 qui ont été trouvées dans le cas de quatre travées, celles de α_3 et β_3 étant d'ailleurs, à fort peu près, les mêmes que si la travée du centre était encastree. A plus forte raison, pour les poutres de plus de cinq travées, peut-on conserver approximativement les derniers résultats obtenus, en appliquant aux travées supplémentaires les conditions de l'encastrement spontané :

$$\delta_1 = \delta_2 = \dots = 1,$$

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \dots = 0.25,$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \dots = 0.75.$$

X. — APPLICATIONS DANS LE CAS DE TRAVÉES DIVERSEMENT CHARGÉES.

Nous considérons seulement les solides à deux travées, d'une ouverture quelconque, et les solides symétriques à trois travées.

Poutres à deux travées. — Les charges linéaires étant représentées par p_1 et p_2 , on a, d'après les équations générales (17) et (18) :

$$\delta\beta_1^2 - 2\alpha_1 + \alpha_1^2 = \frac{1}{2}(\delta - 1), \dots \quad (38)$$

$$\frac{p_1}{p_2} \delta^2 (1 - \beta_1) = \alpha_1, \dots \quad (39)$$

D'où, en éliminant β_1 :

$$\left[1 + \delta^2 \left(\frac{p_1}{p_2}\right)^2\right] \alpha_1^2 - 2\delta^2 \left(\frac{p_1}{p_2}\right) \left[1 + \delta \left(\frac{p_1}{p_2}\right)\right] \alpha_1 + \frac{1}{2} \delta^2 (1 + \delta) \left(\frac{p_1}{p_2}\right)^2 = 0.$$

La racine à adopter est celle où le radical est affecté du signe — ; on tire ensuite de l'équation (39) la valeur correspondante de β_1 .

Dans le cas de charges mobiles, il y a trois combinaisons à considérer, suivant que la surcharge occupe alternativement une seule des deux travées, ou s'étend sur toute la longueur de la poutre ; les équations doivent alors être résolues pour chacune des valeurs suivantes de $\frac{p_1}{p_2}$: $1 + \frac{\sigma}{\pi}$

$$\frac{1}{1 + \frac{\sigma}{\pi}} \text{ et } 1.$$

Limites d'application. — Ces limites sont fournies par les conditions $\beta_1 = 0$ et $\alpha_1 = 1$, qui expriment que l

poutre se soulève sur l'un ou l'autre des appuis extrêmes.

Pour $\beta_1 = 0$, les équations (38) et (39) deviennent :

$$\alpha_2^2 - 2\alpha_2 = \frac{1}{2}(\delta - 1),$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{p_1}{p_2}\right)\delta^2,$$

et l'élimination de α_2 conduit à la relation suivante :

$$\left(\frac{p_1}{p_2}\right)^2 \delta^4 - 2\left(\frac{p_1}{p_2}\right)\delta^2 - \frac{1}{2}\delta + \frac{1}{2} = 0.$$

Le rapport $\frac{p_1}{p_2}$ doit d'ailleurs y être remplacé par $\frac{1}{1 + \frac{\sigma}{\pi}}$,

en égard à ce que la condition $\beta_1 = 0$ implique nécessairement l'inégalité $p_1 < p_2$; on a ainsi, en posant $\frac{\sigma}{\pi} = m$:

$$\delta^4 - 2(1+m)\delta^2 - \frac{1}{2}(1+m)^2\delta + \frac{1}{2}(1+m)^2 = 0.$$

Cette relation détermine le minimum pratique de δ , pour un rapport donné de la surcharge au poids permanent.

La condition $\alpha_2 = 1$ conduirait à une relation semblable pour le calcul du maximum de δ ; mais il suffit de remarquer que cette condition revient à appliquer la précédente en considérant la poutre de droite à gauche, de sorte que la valeur correspondante de δ est inverse de celle qui produit la limite $\beta_1 = 0$ et s'en déduit immédiatement.

Nous donnons ci-dessous les résultats du calcul de ces limites, pour divers rapports de la surcharge au poids permanent :

$m = 0$	minimum $\delta = 0.4030$	maximum $\delta = 2.4812$,
1	0.5113	1.9558,
2	0.5786	1.7285,
3	0.6266	1.5959,
4	0.6634	1.5074,
5	0.6930	1.4430,
.....
∞	1.0000	1.0000.

Cas de travées égales. — Les valeurs de β_1 qui correspondent aux deux rapports $\frac{p_1}{p_2} = 1 + m$ et $\frac{p_1}{p_2} = \frac{1}{1 + m}$ sont alors respectivement complémentaires de celles que les rapports inverses $\frac{1}{1 + m}$ et $1 + m$ attribuent à l'autre inconnue α_2 ; ces inconnues étant d'ailleurs directement complémentaires pour la combinaison $p_1 = p_2$, il en résulte que les contours-enveloppes des deux travées sont symétriques. Nous considérerons donc seulement la première travée.

L'élimination de α_2 entre les équations (38) et (39) donne, dans le cas $\delta = 1$:

$$\left[1 + \left(\frac{p_1}{p_2} \right)^2 \right] \beta_1^2 - 2 \left(\frac{p_1}{p_2} \right) \left(\frac{p_1}{p_2} - 1 \right) \beta_1 + \left(\frac{p_1}{p_2} \right) \left(\frac{p_1}{p_2} - 2 \right) = 0.$$

D'où on tire :

$$\begin{aligned} \text{Pour } \frac{p_1}{p_2} = 1 + m \dots \beta_1 &= \frac{(1 + m)m + \sqrt{2(1 + m)}}{2 + 2m + m^2}; \\ \dots \frac{1}{1 + m} \dots \beta_1'' &= \frac{\sqrt{2(1 + m)} - m}{2 + 2m + m^2}; \\ 1 / \dots \beta_1''' &= \frac{1}{\sqrt{2}} = 0.707114. \end{aligned}$$

Connaissant les valeurs de β_1 relatives aux trois combinaisons de charges, on pourrait, en opérant comme nous

l'avons indiqué au § VIII, tracer les courbes correspondantes de moments fléchissants et le contour-enveloppe se trouverait déterminé par les parties extérieures de ces courbes (fig. 10). Mais il est plus expéditif de le construire directement, en se bornant à tracer les arcs qui en font partie.

L'idée de cette construction directe du contour-enveloppe utile appartient à M. Renaudot, qui y a appliqué, avec diverses simplifications, la méthode de calcul basée sur l'hypothèse d'une section constante (*Annales des ponts et chaussées, année 1866, mémoire n° 126*). Voici comment on peut y procéder pour les solides d'égale résistance et de hauteur constante, dans le cas de deux travées.

On reconnaît facilement que les trois arcs extérieurs à tracer, ACD, DE, EF correspondent respectivement aux rapports $1 + m, \frac{1}{1 + m}$ et 1 des charges linéaires. Les équations qui les représentent sont donc :

$$\frac{y}{\pi l^2} = \left(\frac{1 + m}{2}\right) \left(\beta'_1 - \frac{x}{l}\right) \frac{x}{l};$$

$$\frac{y}{\pi l^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{x}{l} - \beta''_1\right) \frac{x}{l};$$

$$\frac{y}{\pi l^2} = \left(\frac{1 + m}{2}\right) \left(\frac{x}{l} - \frac{1}{\sqrt{2}}\right) \frac{x}{l}.$$

La forme de ces équations conduit à remarquer que, pour toutes les applications relatives à une même valeur de m , les contours-enveloppes des moments de flexion peuvent être exprimés graphiquement par une seule épure, pourvu qu'on adopte, dans chaque cas, les rapports $\frac{1}{l}$ et $\frac{1}{\pi l^2}$ comme échelles des abscisses et des ordonnées.

Le sommet C du premier arc est déterminé par les formules suivantes :

$$\frac{x_1}{l} = \frac{1}{2} \beta'_1;$$

$$\frac{y_1}{\pi l^2} = \frac{1}{8} (1+m) \beta'^2_1.$$

Les coordonnées de l'intersection D s'obtiennent en combinant les équations des deux premiers arcs, ce qui donne :

$$\frac{x^2}{l} = \frac{(1+m)\beta'_1 + \beta''_1}{2+m}; \dots \quad (40)$$

$$\frac{y^2}{\pi l^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1+m}{2+m} \right) (\beta'_1 - \beta''_1) \frac{x_2}{l}.$$

La combinaison des équations du 2° et du 3° arcs donne pareillement celles de l'intersection E :

$$\frac{x_2}{l} = \frac{1+m-\sqrt{2}\beta''_1}{\sqrt{2}m}; \dots \quad (41)$$

$$\frac{y^2}{\pi l^2} = \frac{1}{2} \left(\frac{1+m}{m} \right) \left(\frac{1}{\sqrt{2}} - \beta''_1 \right) \frac{x_2}{l}.$$

Enfin, on a, pour le point F :

$$\frac{x_2}{l} = 1;$$

$$\frac{y_2}{\pi l^2} = \frac{1}{2} (1+m) \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right).$$

Les intersections D et E se confondent lorsque le rapport m atteint une certaine valeur, qui est approximativement égale à 2.60. Au delà, le contour-enveloppe ne se compose plus que des deux arcs extrêmes, dont le point de rencontre a pour coordonnées :

$$\frac{x_2}{l} = \frac{1}{2} \left(\beta'_1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right); \dots \quad (42)$$

$$\frac{y_2}{\pi l^2} = \frac{1}{4} (1+m) \left(\beta'_1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) \frac{x_2}{l}.$$

Au moyen de ces diverses formules, nous avons calculé la table IV, pour les mêmes valeurs de m qui figurent déjà dans celle de M. Renaudot; la détermination des sommets du contour-enveloppe se trouve ainsi réduite, dans chaque cas, à de simples calculs d'interpolation.

Le tracé des arcs intermédiaires s'effectue ensuite de la manière suivante :

Sur la verticale du sommet C. (fig. 11), portons $CG = CH$, puis, joignons le point G à l'origine A et menons, par le sommet C, l'horizontale CI. Les droites GA et CI sont respectivement tangentes au contour-enveloppe en A et C; dès lors, l'arc AC se détermine très-facilement au moyen de ces tangentes et on en déduit l'arc symétrique CD.

L'arc DE, quand il existe, n'a qu'un très-faible développement; il suffit de joindre les points D et E par une ligne droite.

Enfin, quant à l'arc EF, la courbure en est assez peu prononcée pour qu'on puisse généralement y substituer aussi une ligne droite. Du reste, s'il était jugé nécessaire, cet arc se tracerait à l'aide des tangentes extrêmes, qui s'obtiennent assez simplement. Pour cela, après avoir porté

sur l'axe des abscisses la longueur $\overline{AK} = \frac{l}{2\sqrt{2}}$, on détermine

d'abord le sommet de la parabole à laquelle appartient l'arc EF en prenant sur la verticale du point K l'ordonnée

$\overline{KL} = \frac{1}{16} (1 + m) \pi l^2$; les segments compris, sur cette

même verticale, entre le sommet et les pieds des perpendiculaires abaissées des points E et F fournissent ensuite les longueurs qui doivent être données aux sous-tangentes LM et LN.

Comparaison entre les moments fléchissants des poutres prismatiques et des solides d'égale résistance et de hauteur constante, dans le cas de travées égales. — En application, les poutres à section variable ne peuvent être rigoureusement

ment des solides d'égalé résistance; la méthode de calcul basée sur cette hypothèse, pas plus que celle qui admet l'invariabilité de la section, ne conduit donc à une solution exacte. Mais les moments effectifs de flexion sont nécessairement compris entre les résultats de ces deux méthodes, dont l'écart fournit, par conséquent, la limite de l'erreur à laquelle l'une ou l'autre peut donner lieu, quand on en fait l'application à des poutres se rapprochant de l'hypothèse contraire.

Il n'y aurait aucun intérêt à le déterminer pour les points bas du contour-enveloppe, vers lesquels les nécessités pratiques de la construction obligent toujours à exagérer notablement la résistance des poutres. Au contraire, dans la région centrale des travées et sur l'appui intermédiaire, les moments d'élasticité sont, en général, calculés strictement d'après les valeurs maxima de ceux de flexion; il importe donc de connaître les différences que présentent, d'une méthode à l'autre, les ordonnées des sommets correspondants.

Dans le cas d'une section constante, on a, d'après le mémoire de M. Renaudot :

$$\frac{Y_1}{\pi l^2} = \frac{(6 + 7m)^2}{512(1 + m)^2};$$

$$\frac{Y_2}{\pi l^2} = 0.125(1 + m).$$

Le rapprochement des expressions de y_2 et Y_2 donne :

$$\frac{y_2 - Y_2}{Y_2} = 0.171544.$$

Quelle que soit la valeur de m , le moment sur l'appui intermédiaire des solides d'égalé résistance et de hauteur constante dépasse donc de 17.1544 p. 100 celui qui se produit dans les poutres à section invariable.

Nous consignons ci-dessous les résultats de la comparaison des moments centraux maxima, pour diverses valeurs de m :

m	$\frac{y_1}{\pi l^2}$	$\frac{Y_1}{\pi l^2}$	$\frac{y_1 - Y_1}{Y_1}$
0	0.0625	0.0703	- 0.1110.
1	0.1600	0.1650	- 0.0303
2	0.2677	0.2604	+ 0.0280
3	0.3804	0.3560	+ 0.0685
4	0.4960	0.4516	+ 0.0983
5	0.6136	0.5472	+ 0.1213

La différence $y_1 - Y_1$, d'abord négative pour de faibles valeurs de m , devient ensuite positive et le changement de signe correspond approximativement à $m = 1.52$.

Ainsi donc, dans le calcul des poutres à section variable, l'application de la méthode actuelle conduit toujours à des résultats insuffisants vers l'appui intermédiaire et il en est de même pour la région centrale, toutes les fois que le rapport de la surcharge au poids permanent dépasse 1.52 ; les tensions et compressions s'élèvent alors, dans l'une et l'autre régions, au-dessus des limites qu'on s'était proposé d'observer. Lorsque m est inférieur à 1.52, cette méthode produit, au contraire, un excédant de résistance vers le centre des travées.

Comparaison, au point de vue de l'économie, entre les solides d'égale résistance et de hauteur constante dont les travées sont respectivement solidaires et indépendantes. — Dans les deux cas, le minimum de dépense correspond à l'égalité des travées.

Supposons d'abord $m < 2.60$. Pour les solides continus, le contour-enveloppe des moments de chaque travée se compose alors de trois arcs et les portions correspondantes de l'aire des moments sont :

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1+m}{2}\right) \pi \int_0^{x_2} (\beta'_1 l - x) x dx, \\ & \frac{1}{2} \pi \int_{x_2}^{x'_2} (x - \beta''_1 l) x dx, \\ & \left(\frac{1+m}{2}\right) \pi \int_{x_2}^l \left(x - \frac{l}{\sqrt{2}}\right) x dx. \end{aligned}$$

Effectuant les intégrations et faisant la somme, on a :

$$\frac{1}{2} S = \frac{1}{12} \pi l^3 \left\{ \begin{aligned} & 3[(1+m)\beta'_1 + \beta''_1] \left(\frac{x_2}{l}\right)^2 + 3 \left[\frac{1+m - \sqrt{2}\beta''_1}{\sqrt{2}} \right] \left(\frac{x'_2}{l}\right)^2 - \\ & - 2(2+m) \left(\frac{x_2}{l}\right)^2 - 2m \left(\frac{x'_2}{l}\right)^2 - 0.121342(1+m). \end{aligned} \right.$$

Les formules (40) et (41) permettent d'ailleurs d'éliminer de ces expressions les quantités β'_1 et β''_1 , ce qui donne finalement :

$$\frac{1}{2} S = \frac{1}{12} \pi l^3 \left\{ (2+m) \left(\frac{x_2}{l}\right)^2 + m \left(\frac{x'_2}{l}\right)^2 - 0.121342(1+m) \right\}.$$

Lorsque m est supérieur à 2.60, le contour-enveloppe des moments d'une travée se réduit à deux arcs et on a, pour l'aire de ce contour :

$$\frac{1}{2} S = \left(\frac{1+m}{2}\right) \pi \left\{ \int_0^{x_2} (\beta'_1 l - x) x dx + \int_{x_2}^l \left(x - \frac{l}{\sqrt{2}}\right) x dx \right\},$$

ou, en effectuant les intégrations et éliminant β'_1 au moyen de l'expression (42) :

$$\frac{1}{2} S = \frac{1}{12} \pi l^3 (1+m) \left[2 \left(\frac{x_2}{l}\right)^2 - 0.121342 \right].$$

Dans le cas de travées indépendantes, l'aire des moments de chacune est :

$$\frac{1}{2} S' = \frac{1}{12} \pi l^3 (1+m).$$

Le tableau suivant contient les résultats comparatifs de calcul de S et de S' , pour diverses valeurs de m , ainsi que les différences relatives $\frac{S' - S}{S'}$:

m	$\frac{S}{\pi l^3}$	$\frac{S'}{\pi l^3}$	$\frac{S' - S}{S'}$
0	0.097629	0.166667	0.4142
1	0.255919	0.333333	0.2322
2	0.406963	0.500000	0.1861
3	0.575742	0.666667	0.1364
4	0.749019	0.833333	0.1012
5	0.925092	1.000000	0.0749

L'économie que produit la solidarité des travées décroît rapidement au fur et à mesure qu'augmente l'importance de la surcharge.

POUTRES SYMÉTRIQUES A TROIS TRAVÉES.

Il suffit de construire le contour-enveloppe sur la première moitié de la longueur, l'autre partie étant symétrique.

Les arcs qui composent ce contour sont produits par les combinaisons suivantes des charges π et σ :

$$\begin{array}{l}
 \text{Travée} \\
 \text{de rive.} \\
 \\
 \text{Travée} \\
 \text{centrale.}
 \end{array}
 \left\{
 \begin{array}{l}
 \text{Courbe n}^\circ 1, \quad p_1 = p_3 = \pi + \sigma \quad \text{et} \quad p_2 = \pi; \\
 \text{n}^\circ 2, \quad p_1 = p_3 = \pi \quad \text{et} \quad p_2 = \pi + \sigma; \\
 \text{n}^\circ 3, \quad p_1 = p_3 = \pi + \sigma \quad \text{et} \quad p_2 = \pi. \\
 \\
 \text{Courbe n}^\circ 1, \quad p_1 = p_3 = \pi + \sigma, \quad \text{et} \quad p_2 = \pi; \\
 \text{n}^\circ 2, \quad p_1 = \pi + \sigma \quad \text{et} \quad p_2 = p_3 = \pi; \\
 \text{n}^\circ 3, \quad p_1 = p_3 = \pi \quad \text{et} \quad p_2 = \pi + \sigma.
 \end{array}
 \right.$$

Les courbes 1 et 3 de la travée centrale correspondant respectivement aux mêmes combinaisons que les courbes 3 et 2 de la travée de rive, les rapports α et β ne sont à calculer que dans quatre cas différents. Quand m dépasse

certaines valeurs, les courbes n° 2 disparaissent d'ailleurs du contour-enveloppe de l'une et l'autre travées, ce qui réduit alors le calcul à trois modes de distribution de la surcharge.

Considérons d'abord les combinaisons symétriques :

$$\begin{aligned} p_1 = p_2 = \pi + \sigma & \quad \text{et} & \quad p_2 = \pi; \\ p_1 = p_2 = \pi & \quad \text{et} & \quad p_2 = \pi + \sigma. \end{aligned}$$

L'application des équations (17) et (18) aux deux premières travées donne, eu égard à la condition de symétrie :

$$\alpha_2 = \frac{1}{4} \left(1 + \delta(2\beta_1^2 - 1) \right); \dots \quad (43)$$

$$\alpha_2(1 - \alpha_2) = \delta^2(1 - \beta_1) \left(\frac{p_1}{p_2} \right) \dots \quad (44)$$

D'où on tire, en éliminant α_2 et remplaçant successivement $\frac{p_1}{p_2}$ par $1 + m$ et $\frac{1}{1 + m}$:

$$\begin{aligned} m &= \frac{[1 + \delta(2\beta_1^2 - 1)][3 - \delta(2\beta_1^2 - 1)]}{16\delta^2(1 - \beta_1)} - 1; \\ m &= \frac{16\delta^2(1 - \beta_1)}{[1 + \delta(2\beta_1^2 - 1)][3 - \delta(2\beta_1^2 - 1)]} - 1 \dots \quad (45) \end{aligned}$$

On peut dès lors calculer très-simplement, pour une distribution donnée des appuis, les valeurs de m relatives à des valeurs arbitraires de β_1 , le calcul s'opérant au moyen de la 1^{re} ou de la 2^e des expressions ci-dessus suivant que la donnée arbitraire β_1 est supérieure ou inférieure à la valeur qui correspond au cas de charges uniformément réparties ; on en déduit ensuite, par interpolation, les valeurs que prend inversement l'inconnue β_1 pour des rapports donnés de la surcharge au poids permanent. Celles de l'autre inconnue α_2 sont enfin fournies par l'équation (43).

Les combinaisons symétriques que nous venons d'examiner sont précisément celles qui peuvent donner lieu aux cas limites $\beta_1 = 0$ et $\alpha_2 = \beta_2 = \frac{1}{2}$.

Ainsi, c'est lorsque la surcharge occupe seulement la travée centrale que la poutre a le plus de tendance à se soulever sur les appuis extrêmes. Or on a, en faisant $\beta_1 = 0$ dans l'expression (45) et ordonnant par rapport à δ :

$$\frac{17 + m}{1 + m} \delta^2 + 2\delta - 3 = 0.$$

Cette relation fait connaître le minimum pratique de δ pour un rapport donné de la surcharge au poids permanent.

Le maximum de δ s'obtient en éliminant β_1 entre les équations (43) et (44), après y avoir porté la condition

$\alpha_1 = \beta_2 = \frac{1}{2}$, en même temps que la valeur $\frac{p_1}{p_2} = 1 + m$; on a ainsi :

$$\delta^4 - \delta^3 - \left(\frac{1}{1+m}\right)\delta^2 + \frac{1}{8}\left(\frac{1}{1+m}\right)^2 = 0.$$

Nous indiquons ci-dessous les deux distributions limites des appuis, pour diverses valeurs de m :

$m = 0$...	minimum de $\delta = 0.3654$...	maximum de $\delta = 1.5957$,
1	0.4768	1.3516,
2	0.5482	1.2580,
3	0.6000	1.2033,
4	0.6400	1.1681,
5	0.6720	1.1432,
.....
∞	1.0000	1.0000.

Il reste à considérer les deux distributions non-symétriques de la surcharge.

Soit d'abord la combinaison :

$$p_1 = p_2 = \pi + \sigma \quad \text{et} \quad p_3 = \pi.$$

On a alors à résoudre les équations suivantes :

$$\delta\beta_1^2 + 2(\beta_2 - \alpha_2) - (\beta_1^2 - \alpha_2^2) = \frac{1 + \delta}{2}; \dots \quad (46)$$

$$\delta^2(1 - \beta_1) = \alpha_2\beta_2; \quad (47)$$

$$\beta_2^2 - \alpha_2^2 - 2\delta\alpha_2 + \delta\alpha_2^2 = \frac{1 - \delta}{2}; \quad (48)$$

$$(1 - \alpha_2)(1 - \beta_2) = \left(\frac{1}{1 + m}\right)\delta^2\alpha_2 \dots \quad (49)$$

L'élimination de β_1 entre (46) et (47) conduit à l'équation suivante :

$$(\delta^2 + \beta_2^2)\alpha_2^2 - 2\delta^2(\delta + \beta_2)\alpha_2 + \delta^3\left(\frac{1 - \delta}{2} + (2 - \beta_2)\beta_2\right) = 0.$$

On en tire, pour une distribution donnée des appuis, l'inconnue α_2 relative à une valeur arbitraire de β_2 , laquelle doit d'ailleurs être supérieure à celle qui correspond au cas de charges uniformément réparties; les équations (47), (48) et (49) fournissent successivement les autres inconnues β_1 , α_3 et m . En faisant convenablement varier la donnée arbitraire β_2 , on interpole ensuite, comme nous l'avons déjà expliqué, les valeurs que prennent les quantités α et β dans les deux travées, pour des rapports déterminés de la surcharge au poids permanent.

Les mêmes équations peuvent, du reste, servir au calcul de l'autre combinaison non-symétrique :

$$p_1 = \pi + \sigma \quad \text{et} \quad p_2 = p_3 = \pi.$$

En effet, quand on fait descendre la donnée arbitraire β_1 au-dessous de la valeur qui correspond au cas de charges

uniformément réparties, les résultats de ces équations conviennent à la combinaison suivante :

$$p_1 = \pi, \quad p_2 = p_3 = \pi + \sigma,$$

et on passe ensuite à celle que nous avons énoncée plus haut, en remplaçant respectivement β_1 , α_2 , β_2 et α_3 par les différences $1 - \alpha_2$, $1 - \beta_2$, $1 - \alpha_3$ et $1 - \beta_3$.

Après avoir indiqué le moyen de déterminer, pour une distribution donnée des appuis et un rapport connu de la surcharge au poids permanent, les conditions de flexion que produisent les divers modes de chargement intéressant la résistance de la poutre, nous allons exposer sommairement les calculs et constructions à effectuer pour obtenir finalement le contour-enveloppe des moments à équilibrer.

En ce qui concerne la travée de rive, la marche à suivre est exactement la même que dans le cas des poutres à deux travées. Seulement, le δ° arc, au lieu d'être produit par la surcharge complète, résulte maintenant de la combinaison $p_1 = p_2 = \pi + \sigma$ et $p_3 = \pi$; cet arc s'exprime donc en introduisant la valeur correspondante de β_1 dans l'équation :

$$\frac{y}{\pi l_1^2} = \left(\frac{1+m}{2} \right) \left(\frac{x}{l_1} - \beta_1 \right) \frac{x}{l_1}.$$

Par suite, les coordonnées du sommet de la parabole qui le contient prennent les expressions suivantes :

$$\overline{\Delta K} = \frac{1}{2} \beta_1 \cdot l_1;$$

$$\overline{KL} = \frac{1}{8} (1+m) \beta_1^2 \cdot \pi l_1^2;$$

Quant à la travée intermédiaire, on établit les équations des diverses courbes de moments en portant les valeurs

correspondantes de p_1 , α_1 et β_1 dans la formule générale ci-dessous :

$$y = \frac{1}{2} p_1 l_1^2 \left[\left(\frac{x}{l_1} \right)^2 - (\alpha_1 + \beta_1) \frac{x}{l_1} + \alpha_1 \beta_1 \right].$$

Les points bas du contour-enveloppe s'obtiennent ensuite, suivant qu'il y en a deux ou un seul, soit par la combinaison des équations 1 — 2 et 2 — 3, soit par celle des équations 1 et 3.

Le sommet de l'arc central a d'ailleurs pour coordonnées :

$$\frac{x_5}{l_2} = \frac{1}{2},$$

$$\frac{y_5}{\pi l_2^2} = \frac{1}{2} (1 + m) (\beta_2 - \alpha_2)^2,$$

les valeurs de α_2 et β_2 à porter dans l'expression de y_5 étant celles qui se rapportent à la combinaison $p_1 = p_2 = \pi$ et $p_3 = \pi + \sigma$.

Le tracé du contour-enveloppe de la demi-travée peut ensuite être effectué de la manière suivante :

La courbure du premier arc est généralement assez faible pour comporter pratiquement la substitution d'une ligne droite. Si, au contraire, on juge opportun de le construire exactement, il faut opérer, comme pour le dernier de la travée de rive ; les coordonnées BK et KL (fig. 12), du sommet de la parabole dont cet arc fait partie se calculent alors en introduisant dans les expressions suivantes les valeurs de α_2 et β_2 qui se rapportent à la combinaison $p_1 = p_2 = \pi + \sigma$ et $p_3 = \pi$:

$$\overline{\text{BK}} = \frac{1}{2} (\alpha_2 + \beta_2) l_2;$$

$$\overline{\text{KL}} = \frac{1}{8} (1 + m) (\beta_2 - \alpha_2)^2 \cdot \pi l_2^2.$$

Lorsque le contour-enveloppe présente deux points bas, la droite qui les joint peut toujours être substituée à l'arc intermédiaire.

Enfin, relativement à l'arc central, dont le tracé est le plus important, l'horizontale CI menée par le sommet est tangente en ce point et on obtient d'ailleurs facilement celle qui correspond à l'autre extrémité, D. En effet, la parabole jouit de cette propriété que la tangente est bissectrice de l'angle formé par les deux droites menées du point de contact, l'une au foyer et l'autre perpendiculairement à la directrice ; or, la directrice est ici horizontale et on connaît la position du foyer, dont la distance au sommet est égale au quart du paramètre ou à $\frac{1}{2(\pi + \sigma)}$. Si donc, après avoir porté cette distance en CO, on joint DO et qu'on élève la verticale DY, on aura la tangente au point D en tirant la bissectrice de l'angle YDO.

Les tables V et VI fournissent, directement ou par interpolation, tous les éléments nécessaires au tracé du contour-enveloppe des moments de flexion pour les poutres dont les distributions des appuis sont respectivement caractérisées par les rapports $\delta = 0.80$ et $\delta = 1.00$.

En raison des avantages que présente le rapport $\delta = 0.80$ lorsque les charges sont uniformes, on l'étend généralement aux poutres qui doivent supporter, en outre, l'action passagère d'une surcharge diversement répartie. Mais il est à remarquer que ces avantages sont limités aux intermitteances d'action de la surcharge et perdent d'autant plus d'intérêt que le poids permanent est relativement moins important.

Au fond, que la répartition des charges soit variable ou uniforme, la meilleure solution consiste toujours à rendre minimum l'aire des moments fléchissants et cette condition implique que le rapport δ doit être convenablement gradué suivant la valeur de m .

N'ayant calculé les éléments du contour-enveloppe que dans les deux cas $\delta = 0.80$ et $\delta = 1$, nous ne pouvons en déduire la relation économique à observer, pour les solides d'égalé résistance et de hauteur constante, entre la distribution des appuis et le rapport de la surcharge au poids permanent. Le rapprochement suivant des aires s et S qui correspondent à ces deux valeurs de δ suffit toutefois à confirmer les observations que nous venons de présenter.

$m = 0$	$\frac{S-s}{s} = + 0.0817,$
1	+ 0.0363,
2	+ 0.0169,
3	+ 0.0049,
4	- 0.0029,
5	- 0.0054.

Il en résulte qu'au delà d'une certaine valeur de m , qui est approximativement de 3.57, l'égalité des travées est préférable au rapport $\delta = 0.80$.

En somme, la théorie ne justifie pas l'usage qui s'est établi de maintenir, pour les poutres diversement chargées, la distribution des appuis qui convient le mieux au cas d'une répartition uniforme.

Économiquement, le rapport δ doit croître avec m et l'échelle à adopter s'obtiendrait en considérant des valeurs suffisamment voisines de δ et en cherchant successivement celles de m pour lesquelles il y a égalité des aires de moments entre deux distributions consécutives des appuis. Du reste, cette subordination des rapports δ et m n'a d'intérêt que pour des surcharges peu importantes; l'influence de la distribution des appuis devient ensuite assez faible pour motiver, pratiquement, l'adoption constante du rapport unique $\delta = 1$ qui correspond à la limite $m = \infty$.

Comparaison des moments de flexion qui se produisent respectivement dans les poutres à section constante et dans

les solides d'égale résistance et de hauteur invariable. — Nous prenons comme exemple le cas de travées égales pour lequel les tables de M. Renaudot fournissent directement les chiffres relatifs aux poutres prismatiques. Les résultats de cette comparaison sont consignés dans le tableau ci-dessous, en ce qui concerne les moments maxima centraux des deux travées et le moment sur l'appui intermédiaire :

m	$\frac{y_1 - Y_1}{Y_1}$	$\frac{y_3 - Y_3}{Y_3}$	$\frac{y_5 - Y_5}{Y_5}$
0	-0.0338	+0.0680	-0.2720
1	+0.0748	+0.1204	-0.2020
2	+0.1235	+0.1527	-0.0571
3	+0.1502	+0.1724	+0.0196
4	+0.1667	+0.1858	+0.1289
5	+0.1777	+0.1955	+0.1893

L'examen de ce tableau conduit aux conclusions suivantes :

Lorsqu'on calcule les moments fléchissants des poutres à section variable d'après la méthode actuelle, c'est-à-dire en négligeant la variation de section, les résultats sont toujours insuffisants vers l'appui intermédiaire et il en est de même pour la région centrale de la première travée, dès que le rapport de la surcharge au poids permanent dépasse approximativement 0.34. Vers le centre de la 2^e travée, cette insuffisance ne se produit qu'à partir de la limite $m = 2.54$; pour des valeurs inférieures de m , il y a, au contraire, exagération des moments fléchissants.

Dans chacune des trois régions, les différences entre les moments ainsi calculés et ceux qui correspondent à des solides d'égale résistance et de hauteur constante deviennent d'ailleurs très-notables, pour certains rapports de la surcharge au poids permanent; si donc la poutre se rapproche de ce genre de solides, les tensions effectives peuvent s'écarter sensiblement de celles qu'on voulait obtenir.

Comparaison, sous le rapport de la dépense, des solides d'égale résistance et de hauteur constante dont les travées sont respectivement solidaires et indépendantes. — Le tableau suivant se rapporte au cas de travées égales; il en résulte que l'économie produite par la continuité des poutres décroît encore plus rapidement que pour les solides à deux travées.

$m=0$	$\frac{S' - S}{S'} = 0.4601,$
1	0.2597,
2	0.1641,
3	0.1051,
4	0.0647,
5	0.0357.

TABLE I.

Poutres symétriques à trois travées soumises à des charges uniformément réparties.

δ	β_1	α_2	$\frac{\mu_1}{pl_1^2}$	$\frac{M_2}{pl_2^2}$	$\frac{\mu_2}{pl_2^2}$
0.3654	0.0000	0.1586	0.0000	0.5000	0.0582
0.40	0.1762	0.1562	0.0039	0.4119	0.0591
0.45	0.3297	0.1620	0.0136	0.3352	0.0571
0.50	0.4315	0.1715	0.0233	0.2843	0.0539
0.55	0.5060	0.1829	0.0320	0.2470	0.0503
0.60	0.5635	0.1953	0.0397	0.2183	0.0464
0.65	0.6097	0.2083	0.0413	0.1952	0.0425
0.70	0.6477	0.2218	0.0524	0.1762	0.0387
0.75	0.6797	0.2357	0.0577	0.1602	0.0349
0.80	0.7071	0.2500	0.0625	0.1465	0.0313
0.85	0.7307	0.2644	0.0667	0.1347	0.0278
0.90	0.7516	0.2792	0.0706	0.1242	0.0244
0.95	0.7699	0.2941	0.0741	0.1151	0.0212
1.00	0.7864	0.3092	0.0773	0.1068	0.0182
1.10	0.8146	0.3400	0.0829	0.0927	0.0128
1.20	0.8379	0.3712	0.0878	0.0811	0.0083
1.30	0.8576	0.4031	0.0919	0.0712	0.0047
1.40	0.8745	0.4353	0.0956	0.0628	0.0024
1.50	0.8893	0.4681	0.0989	0.0554	0.0005
1.5957	0.9018	0.5000	0.1017	0.0491	0.0000

TABLE II.

Poutres symétriques à quatre travées soumises à des charges uniformément réparties.

δ	β_1	α_2	β_2	$\frac{\mu_1}{pl_1^2}$	$\frac{M_2}{pl_1^2}$	$\frac{\mu_2}{pl_2^2}$	$\frac{M_3}{pl_2^2}$
0.3192	0.0000	0.1413	0.7211	0.0000	0.5000	0.0420	0.1197
0.35	0.1825	0.1390	0.7206	0.0042	0.4088	0.0423	0.1203
0.40	0.3435	0.1455	0.7219	0.0148	0.3283	0.0415	0.1188
0.45	0.4433	0.1558	0.7241	0.0246	0.2784	0.0404	0.1165
0.50	0.5131	0.1675	0.7287	0.0329	0.2434	0.0391	0.1138
0.60	0.6063	0.1933	0.7331	0.0459	0.1919	0.0364	0.1077
0.70	0.6659	0.2210	0.7408	0.0554	0.1671	0.0338	0.1010
0.80	0.7071	0.2500	0.7500	0.0625	0.1465	0.0313	0.0938
0.90	0.7371	0.2800	0.7605	0.0679	0.1315	0.0289	0.0862
1.00	0.7597	0.3111	0.7725	0.0721	0.1202	0.0266	0.0784
1.20	0.7908	0.3762	0.8009	0.0782	0.1046	0.0225	0.0621
1.40	0.8103	0.4451	0.8355	0.0821	0.0949	0.0191	0.0451
1.60	0.8227	0.5179	0.8765	0.0846	0.0887	0.0161	0.0298
1.80	0.8305	0.5946	0.9239	0.0862	0.0848	0.0134	0.0154
2.00	0.8351	0.6748	0.9774	0.0872	0.0825	0.0114	0.0037
2.0781	0.8363	0.7071	1.0000	0.0874	0.0819	0.0107	0.0000

TABLE III.

Poutres symétriques à cinq travées soumises à des charges uniformément réparties, les trois travées centrales étant de même ouverture.

δ	β_1	α_2	β_2	α_3	$\frac{\mu_1}{pl_1^2}$	$\frac{M_2}{pl_1^2}$	$\frac{\mu_2}{pl_2^2}$	$\frac{M_3}{pl_2^2}$
0.40	0.2871	0.1495	0.7030	0.2799	0.0103	0.3565	0.0470	0.1008
0.50	0.4846	0.1694	0.7006	0.2749	0.0294	0.2577	0.0437	0.0994
0.60	0.5915	0.1943	0.7568	0.2675	0.0437	0.2043	0.0396	0.0980
0.70	0.6598	0.2213	0.7533	0.2592	0.0544	0.1701	0.0354	0.0961
0.80	0.7071	0.2500	0.7500	0.2500	0.0625	0.1465	0.0313	0.0938
0.90	0.7420	0.2798	0.7469	0.2398	0.0688	0.1290	0.0273	0.0911
1.00	0.7686	0.3109	0.7442	0.2286	0.0738	0.1157	0.0233	0.0881
1.20	0.8060	0.3773	0.7403	0.2028	0.0812	0.0970	0.0165	0.0809
1.40	0.8303	0.4495	0.7400	0.1728	0.0862	0.0849	0.0105	0.0716
1.60	0.8454	0.5302	0.7465	0.1381	0.0893	0.0773	0.0058	0.0560
1.80	0.8537	0.6205	0.7641	0.0994	0.0911	0.0732	0.0026	0.0448
2.00	0.8555	0.7223	0.8003	0.0594	0.0915	0.0723	0.0008	0.0277
2.20	0.8056	0.8370	0.8641	0.0230	0.0904	0.0747	0.0001	0.0111
2.4812	0.8376	1.0000	1.0000	0.0000	0.0877	0.0812	0.0000	0.0000

TABLE IV.

Poutres à deux travées égales soumises à des charges diversement réparties.

RAPPORT de la surcharge au poids permanent	SOMMETS DU CONTOUR-ENVELOPPE DE LA PREMIÈRE TRAVÉE.						SOMMET GÉOMÉTRIQUE des arcs contigus à l'appui intermédiaire	
	Moment maximum de la région centrale		Points bas		Moment sur l'appui intermédiaire		x	y
m	$\frac{x_1}{l}$	$\frac{y_1}{\pi l^2}$	$\frac{x_2}{l}$	$\frac{y_2}{\pi l^2}$	$\frac{x_3}{l}$	$\frac{y_3}{\pi l^2}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{y}{\pi l^2}$
0	0.3536	0.0625	0.7071	0.0000	0.8142	0.0872	0.0000	0.0625
1	0.4009	0.1600	0.7333	0.0489	0.8189	0.0959	0.1250	0.1250
1.25	0.4059	0.1863	0.7422	0.0598	0.8079	0.0916	0.3295	0.1406
1.50	0.4128	0.2130	0.7500	0.0701	0.8024	0.0956	0.3661	0.1563
1.75	0.4190	0.2462	0.7594	0.0799	0.7976	0.0992	0.4037	0.1719
2.00	0.4255	0.2877	0.7674	0.0892	0.7932	0.1025	0.4383	0.1875
2.50	0.4300	0.3266	0.7833	0.1064	0.7859	0.1083	0.3536	0.2168
3.00	0.4361	0.3804	0.7897	0.1304	0.7800	0.1135	0.3125	0.2500
4.00	0.4434	0.4960	0.7990	0.1835	0.7700	0.1222	0.3125	0.3125
5.00	0.4522	0.6136	0.8058	0.2385	0.7600	0.1287	0.3125	0.3750

TABLE V.

Poutres symétriques à trois travées soumises à des charges diversement réparties.

$\delta = 0.80$.

RAPPORT de la surcharge au poids permanent	SOMMETS DU CONTOUR-ENVELOPPE DE LA PREMIÈRE MOITIÉ.												SOMMETS GÉOMÉTRIQUES des paraboles dont font partie les arcs contigus au second appui.									
	Maximum central de la première travée				Points bas de la première travée				Moment sur le deuxième appui $\frac{23}{l_1}$				Points bas de la seconde travée				Moment central $\frac{23}{l_2}$		Première travée		Deuxième travée	
	$\frac{x_1}{l_1}$	$\frac{y_1}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_2}{l_1}$	$\frac{y_2}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_3}{l_1}$	$\frac{y_3}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_4}{l_1}$	$\frac{y_4}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_5}{l_1}$	$\frac{y_5}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_6}{l_1}$	$\frac{y_6}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_7}{l_1}$	$\frac{y_7}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_8}{l_1}$	$\frac{y_8}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_9}{l_2}$	$\frac{y_9}{\pi l_2^2}$	$\frac{x_{10}}{l_2}$	$\frac{y_{10}}{\pi l_2^2}$		
0	0.3536	0.0625	0.7071	0.0000	0.1465	0.1828	0.4431	0.2500	0.0000	0.0313	0.5536	0.0625	0.5000	0.0313	0.3349	0.1148	0.5378	0.0630				
1	0.4144	0.1717	0.7370	0.0376	0.3223	0.1828	0.4431	0.2218	0.0298	0.1072	0.3349	0.1148	0.5378	0.0630	0.3369	0.1277	0.5434	0.0972				
1.25	0.4246	0.2009	0.7469	0.0825	0.3671	0.1869	0.4558	0.2126	0.0387	0.1296	0.3269	0.1277	0.5434	0.0972	0.3352	0.1404	0.5482	0.1119				
1.50	0.4394	0.2305	0.7563	0.0987	0.4121	0.1903	0.4882	0.2040	0.0433	0.1528	0.3352	0.1404	0.5482	0.1119	0.3337	0.1531	0.5524	0.1268				
1.75	0.4351	0.2603	0.7657	0.1101	0.4573	0.1950	0.4888	0.1967	0.0488	0.1767	0.3337	0.1531	0.5524	0.1268	0.3325	0.1658	0.5560	0.1419				
2.00	0.4300	0.2904	0.7724	0.1247	0.5027	0.1909	0.5881	0.1909	0.0581	0.2014	0.3304	0.1658	0.5560	0.1419	0.3304	0.1810	0.5621	0.1729				
2.50	0.4479	0.3511	0.7783	0.1600	0.5836	0.1817	0.6848	0.1817	0.0746	0.2519	0.3269	0.1810	0.5621	0.1729	0.3040	0.2162	0.5670	0.2046				
3.00	0.4540	0.4122	0.7828	0.1960	0.6848	0.1784	0.7844	0.1784	0.0972	0.3040	0.3269	0.1784	0.5670	0.2046	0.3269	0.2664	0.5744	0.2395				
4.00	0.4628	0.5353	0.7892	0.2689	0.8678	0.1760	0.8878	0.1760	0.1392	0.4115	0.3265	0.1760	0.5744	0.2395	0.3250	0.3169	0.5797	0.3360				
5.00	0.4680	0.6571	0.7930	0.3402	1.0500	0.1637	0.1626	0.1626	0.1626	0.5219	0.1626	0.1626	0.1626	0.1626	0.1626	0.1626	0.1626	0.1626	0.1626	0.1626		

TABLE VI.

Poutres symétriques à trois travées égales soumises à des charges diversement réparties.

RAPPORT de la surcharge au poids permanent	SOMMETS DU CONTOUR-ENVELOPPE DE LA PREMIÈRE MOITIÉ.										SOMMETS GÉOMÉTRIQUES Des paraboles dont font partie les arcs contigus au deuxième appui.							
	Moment sur la deuxième appui $\frac{x^2}{l_1} = 1$				Points bas de la première travée				Points bas de la seconde travée				Moment central $\frac{x^2}{l_2} = 2$		Première travée		Deuxième travée	
	$\frac{x_1}{l_1}$	$\frac{y_1}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_2}{l_1}$	$\frac{y_2}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_3}{l_1}$	$\frac{y_3}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_4}{l_1}$	$\frac{y_4}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_5}{l_1}$	$\frac{y_5}{\pi l_1^2}$	$\frac{x_6}{l_1}$	$\frac{y_6}{\pi l_1^2}$	$\frac{x}{l_1}$	$\frac{y}{\pi l_1^2}$	$\frac{x}{l_2}$	$\frac{y}{\pi l_2^2}$		
0	0.3932	0.0773	0.7864	0.0000	»	»	0.3092	0.0000	0.0182	0.3932	0.0773	0.5070	0.0182	0.5070	0.0182	0.5070		
1	0.4406	0.1241	0.8023	0.0597	0.8548	0.8462	0.2413	0.0376	0.2729	0.3786	0.1433	0.5459	0.0552	0.5459	0.0552	0.5459		
1.25	0.4487	0.2245	0.8144	0.0794	0.8462	0.8387	0.2458	0.0401	0.2612	0.3785	0.1595	0.5528	0.0659	0.5528	0.0659	0.5528		
1.50	0.4517	0.2550	0.8212	0.0843	0.8386	0.8334	0.2495	0.0424	0.2489	0.3748	0.1756	0.5587	0.0771	0.5587	0.0771	0.5587		
1.75	0.4559	0.2687	0.8278	0.0935	0.8319	0.8267	0.2439	0.0521	»	0.3753	0.1910	0.5636	0.0886	0.5636	0.0886	0.5636		
2.00	0.4594	0.3165	0.8313	0.1090	»	»	0.2382	0.0626	»	0.3720	0.2073	0.5684	0.1003	0.5684	0.1003	0.5684		
2.50	0.4650	0.3783	0.8348	0.1391	»	»	0.4557	0.2289	0.0849	»	0.2127	0.3698	0.2393	0.5760	0.1248	0.5760		
3.00	0.4692	0.4403	0.8373	0.1693	»	»	0.4576	0.2225	0.1084	»	0.2127	0.3681	0.2710	0.5821	0.1502	0.5821		
4.00	0.4753	0.5847	0.8409	0.2306	»	»	0.6720	0.2113	0.1585	»	0.3669	0.3656	0.3842	0.5915	0.2058	0.5915		
5.00	0.4793	0.6592	0.8432	0.2922	»	»	0.8169	0.2031	0.2112	»	0.4757	0.3659	0.3912	0.5984	0.2573	0.5984		

TABLES DES MATIÈRES

DISPOSÉES

PAR ORDRE D'INSERTION ET PAR ORDRE ALPHABÉTIQUE,

POUR

LES MÉMOIRES ET DOCUMENTS

PUBLIÉS EN 1871.

2^e SEMESTRE.

PREMIÈRE TABLE.

RÉCAPITULATION GÉNÉRALE PAR ORDRE D'INSERTION.

NUMÉROS des planches.	INDICATION DES MATIÈRES.	NUMÉROS des pages.	NUMÉROS des articles.	RAPPEL des cahiers.
11	Nécrologie. M. Minard, inspecteur général des ponts et chaussées en retraite; notice par M. V. Chevallier, inspecteur général des ponts et chaussées.	1	15	7
12				et
13	Jaugeage des eaux courantes au moyen des déversoirs; 2 ^e note par M. Michal, inspecteur général des ponts et chaussées.	23	16	8
14				
15	Bac à vapeur du chemin de fer rhénan, sur le Rhin, à Rheinhausen, près de Duisburg; mémoire par M. Hartwich, traduit par M. Müntz, ingénieur en chef des ponts et chaussées en retraite.	35	17	9
16				et
17				10
18	Irrigations de l'Inde; 2 ^e mémoire par M. Lamairesse, ingénieur en chef des ponts et chaussées.	55	18	
19				
19	De l'emploi de la drague Perris pour le dévasement des canaux de navigation; note par MM. Sugot, ingénieur en chef des ponts et chaussées, et de Préaudau, ingénieur ordinaire.	163	19	11
19	Poutres droites; mémoire par M. Renoust des Orgeries, ingénieur des ponts et chaussées.	170	20	12

DEUXIÈME TABLE.

ANALYSE DES MATIÈRES PAR ORDRE ALPHABÉTIQUE.

- B**
- Bacs à vapeur pour chemins de fer.— Description du bac du chemin de fer rhénan sur le Rhin, à Rheinhausen, près de Duisburg, par M. Emile Hartwich, traduit par M. Müntz, ingénieur en chef des ponts et chaussées en retraite. — Description des bacs de Firth-of-Forth et de Griethausen, 36.— De Hombourg, de Devonport, de Portsmouth et de Southampton, 37.— Essais à Griethausen, 39.— Description détaillée du bac de Rheinhausen, 40.— Détail estimatif, 51.
- C**
- Chemins de fer (bacs à vapeur pour), 35 à 54.
- Chevallier (V.). Notice nécrologique sur M. Minard, inspecteur général des ponts et chaussées en retraite, 1.
- D**
- Drague Perris (note sur l'emploi de la) pour le dévasement des canaux de navigation; par MM. Sugot, ingénieur en chef, et de Préaudeau, ingénieur ordinaire, 163 à 169.— Exposé, 163.— Description, 164.— Limite de son emploi, profondeur, largeur ou front de dragage, 166.— Composition du chantier de dragage, prix du matériel, 167.— Dépenses des dragages, 168.— Conclusion, 169.
- E**
- Eaux courantes (jaugeage des), 23.
- H**
- Hartwich (Emile). Bac à vapeur du chemin de fer rhénan sur le Rhin, à Rheinhausen, près de Duisburg, 35.
- I**
- Inde (irrigations de l'), 55 à 162.
- Irrigations de l'Inde (mémoire sur les); par M. Lamairesse, ingénieur en chef des ponts et chaussées, 55 à 162.
- Chap. III. Godavéry. — I. Description générale, 55. — II. Cours inférieur et delta du Godavéry, 57. — III. Barrage du Godavéry, 61. — IV. Aménagement des eaux du delta, 74. — V. Travaux exécutés jusqu'en 1853, pour l'aménagement des eaux, 78. — VI. Système des canaux de navigation, d'irrigation et de décharge exécutés en 1866. Résultats économiques, 86.
- Chap. IV. La Kistnah. — I. Description du fleuve, 90. — Insuffisance ancienne pour les irrigations, 93. — II. Barrage de Bezawada, 94. — III. Canaux d'irrigation, de navigation et de décharge, 106. — IV. Résultats des travaux, 121.
- Chap. V. Irrigations dans les provinces du nord-ouest. — Canaux de la Jumna. — I. Exposé général, 122. — II La Jumna 134. — III. Canaux de la Jumna, 137. — IV. Distribution des eaux; résultats économiques, 154.
- J**
- Jaugeage des eaux courantes au moyen des déversoirs (2^e note sur le); par M. Michal, inspecteur général des ponts et chaussées, 23 à 34.— Exposé, 23.— § 1. Evaluation des orifices de déperdition, 24. — § 2. Détermination du volume d'eau fourni par le déversoir, 27.
- L**
- Lamairesse, ingénieur en chef des ponts et chaussées. Mémoire sur les irrigations de l'Inde, 55 à 162.
- Laplanche, 24, 30.

M

Michal, deuxième note sur le jaugeage des eaux courantes au moyen des déversoirs, 23.

Minard. Voir notice nécrologique; par M. V. Chevallier, 1.

Münz, ingénieur en chef des ponts et chaussées en retraite, traduction de la description du bac à vapeur du chemin de fer rhénan sur le Rhin, à Rheinhausen, près de Duisburg, 35.

N

Nécrologie. Notice sur M. Minard, inspecteur général des ponts et chaussées en retraite, par M. V. Chevallier, inspecteur général des ponts et chaussées, 1.

P

Perris. Voir note sur l'emploi de la drague de ce nom, 163.

Poutres droites (mémoire sur les); par M. Renoust des Orgeries, ingénieur des ponts et chaussées, 170 à 274. — Conditions de maximum relatif de résistance, mode correspondant de flexion et aperçu du parti qu'on peut en tirer pour le perfectionnement du calcul des moments fléchissants dans les poutres continues à section variable. Exposé, 170. — PREMIÈRE PARTIE. — Conditions de maximum relatif de résistance. — I. Conditions générales d'équilibre, 180. — II. Solides d'égale résistance, 181. — III. Solides d'égale inflexibilité relative, 184. — IV. Conditions du maximum d'inflexibilité relative dans les divers types usuels de poutres, 185.

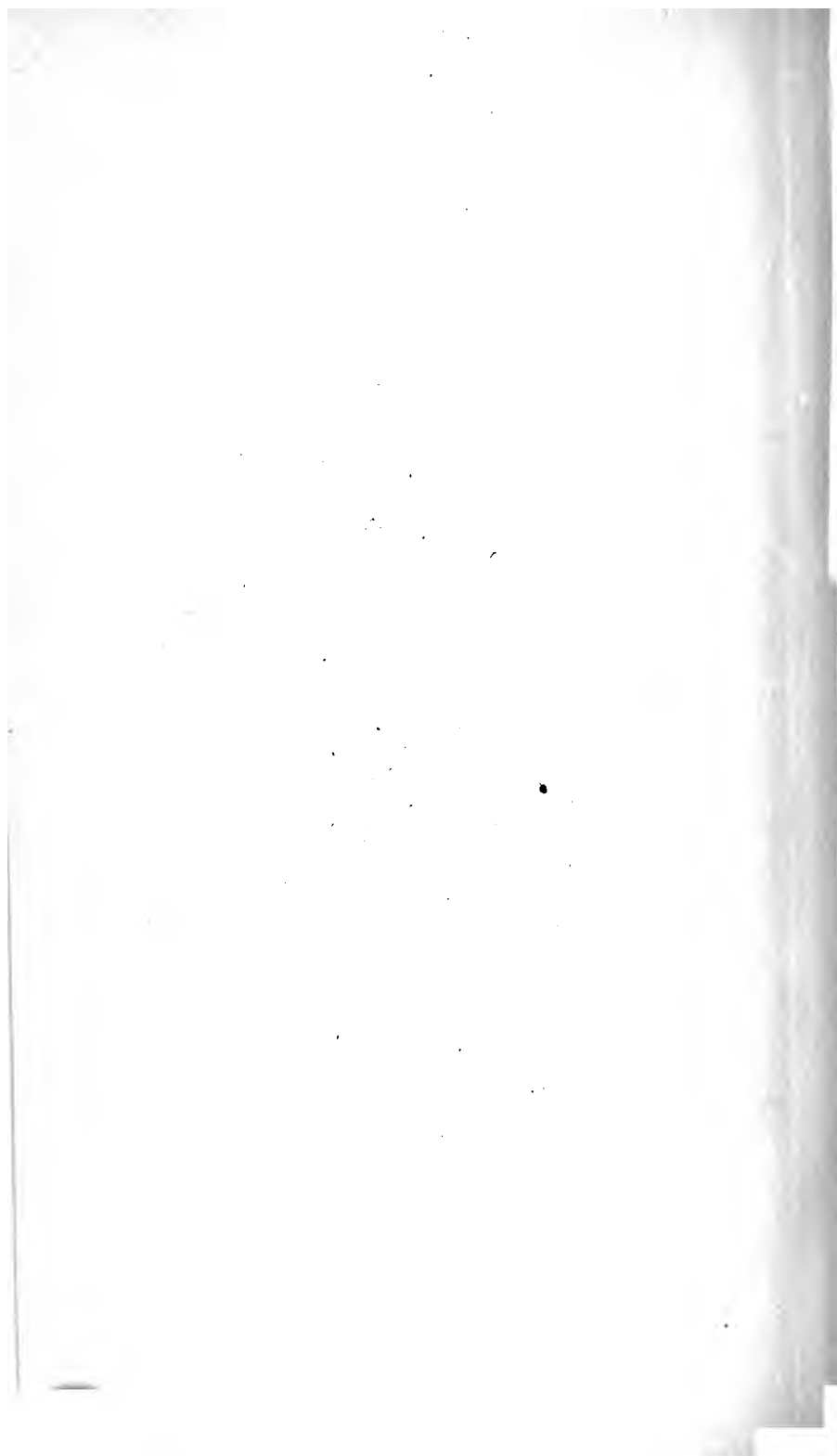
Résumé et importance économique des conditions de maximum d'inflexibilité relative, 196. — V. Influence spéciale de la forme, 200. — Poutres à section pleine, poutres évidées et symétriques, 201. — VI. Conditions de minimum de moment moyen de flexion, 205. — VII. Conclusion de la première partie, 214. — DEUXIÈME PARTIE. Calcul des moments de flexion dans les solides d'égale résistance et de hauteur constante. — VIII. Formules et considérations générales, 217. — IX. Applications aux poutres uniformément chargées, poutres à deux travées, 235. — Poutres symétriques à trois travées, 239. — Poutres symétriques à quatre travées, 243. — Poutres symétriques à cinq travées, poutres symétriques ayant un nombre quelconque de travées, 245. — Poutres équilibrées, 248. — Poutres symétriques à trois travées, 261. — Comparaison des moments de flexion qui se produisent respectivement dans les poutres à section constante et dans les solides d'égale résistance et de hauteur invariable, 268, 269. Préau (de). Voir note sur l'emploi de la drague Perris, 163.

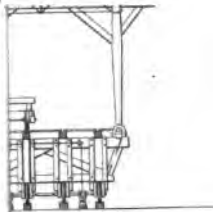
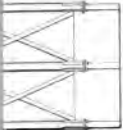
R

Renoust des Orgeries. Voir mémoire sur les poutres droites, 170.

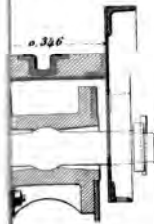
S

Sugot. Voir note sur l'emploi de la drague Perris, 163.





*du tablier mobile
transversale*



mètres

Gravé par E. Pérol



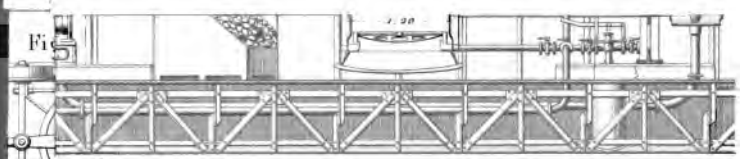
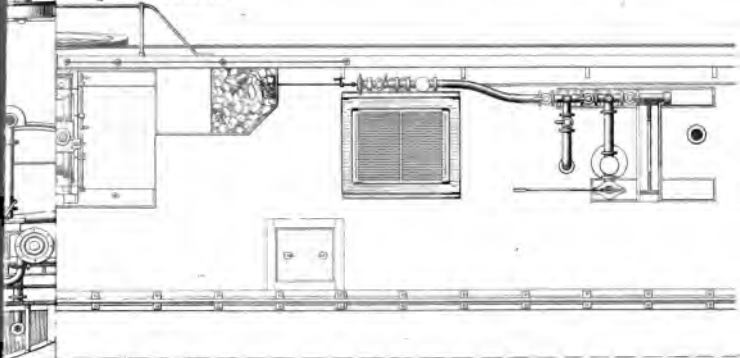


Fig. 12. *Plan*

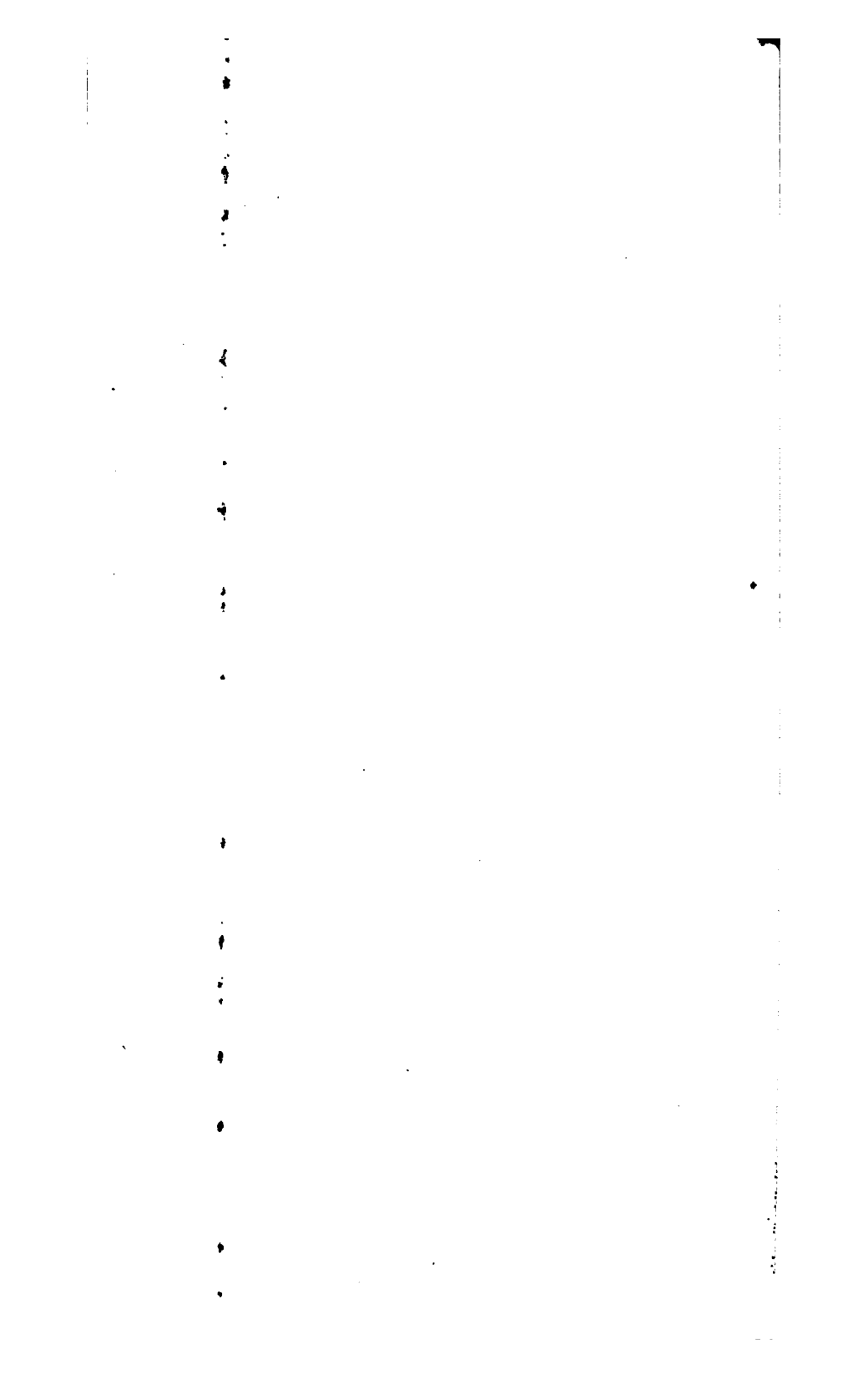


axe du ponton

le A de 0.^m004 pour 1 metre

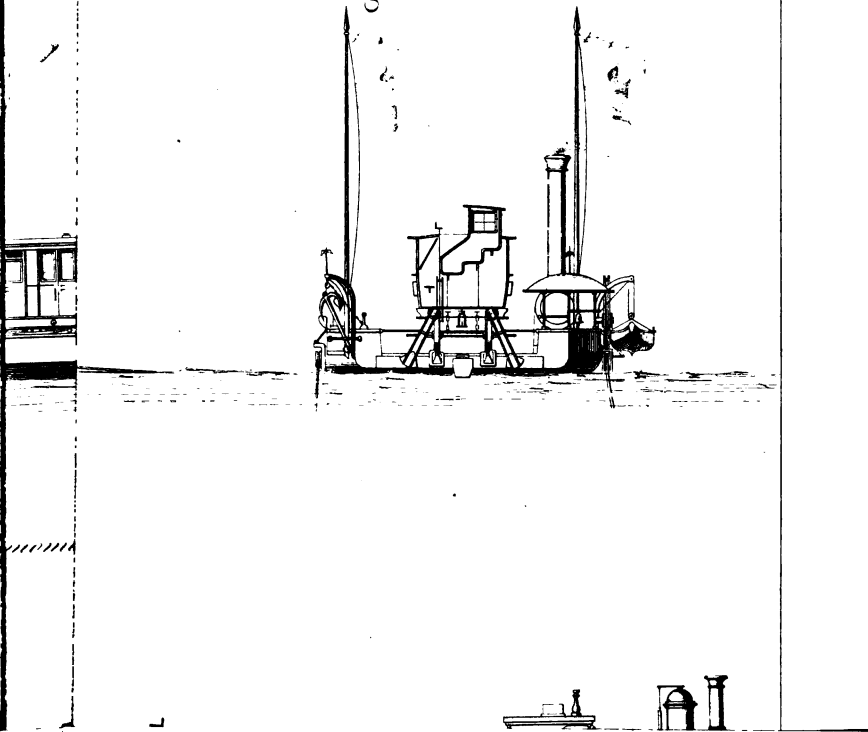


Gravé par E. Pérot.



isen

A. Fig. 2. *Vue de bout*

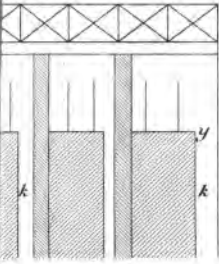


.....

.....

.....

Calicut et de la Palle

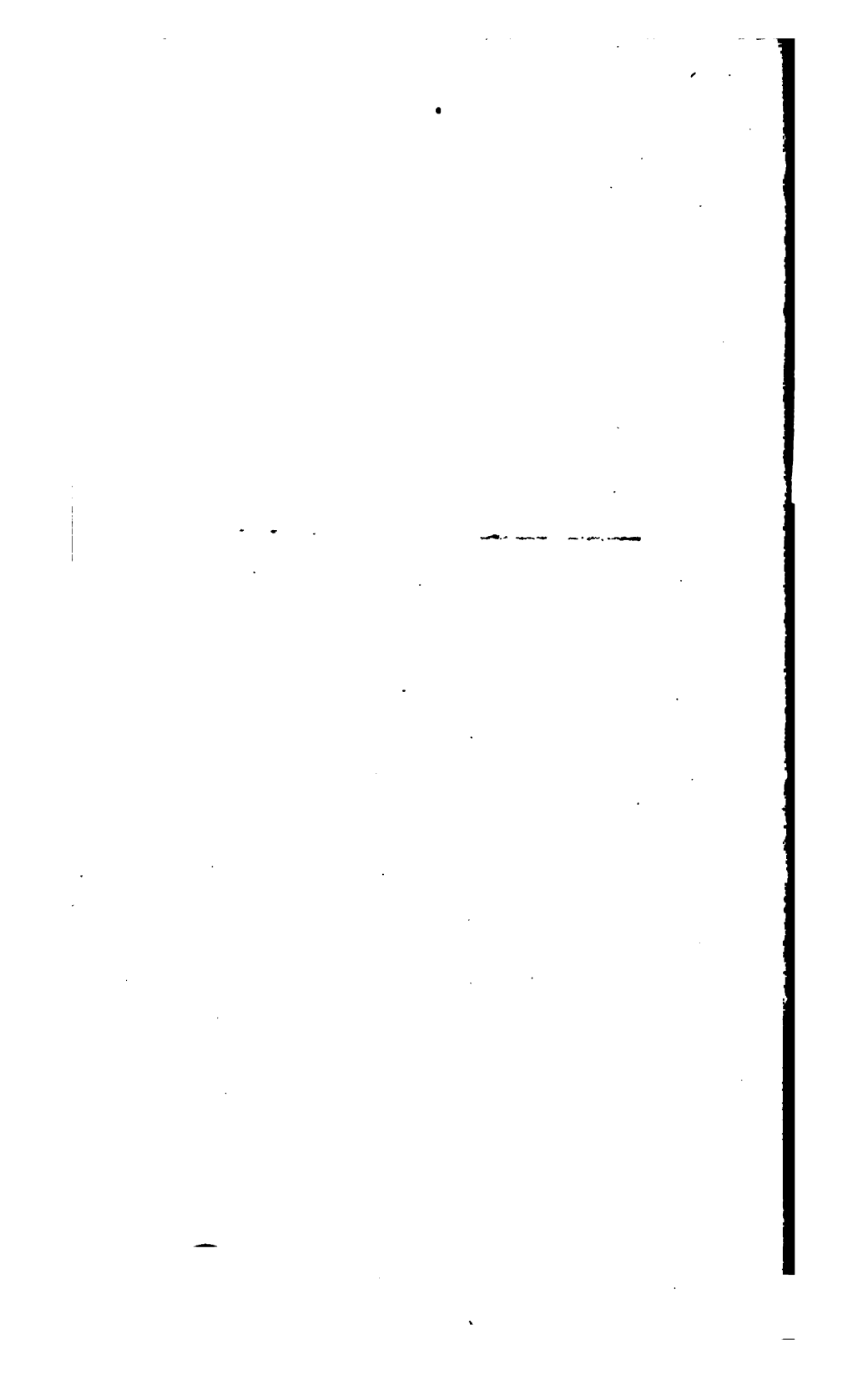


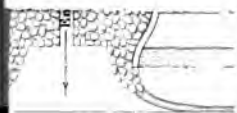
de et de la Kilmah



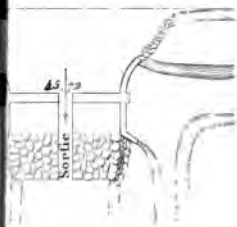
de la bifurcation du canal de Palle





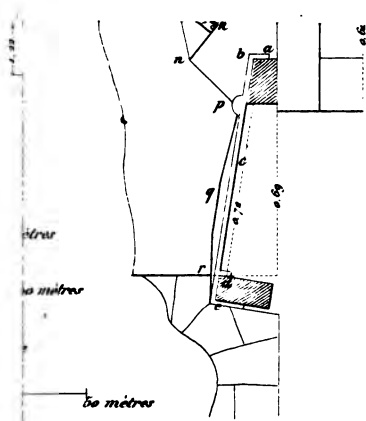


Canal



4.5

Nord



10 mètres

10 mètres

10 mètres

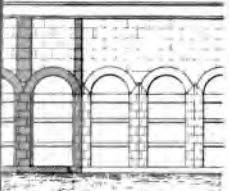
0 10 20 30 40 50 mètres

Echelle E de 0^m.000325 pour 1 mètre

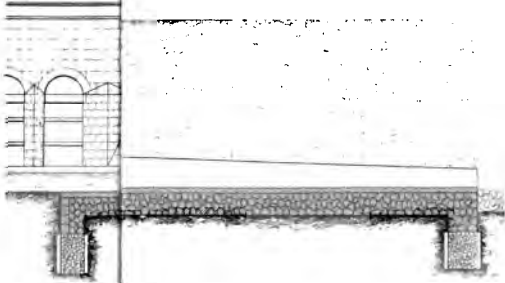
0 5 10 20 30 40 50 mètres

Kistmah

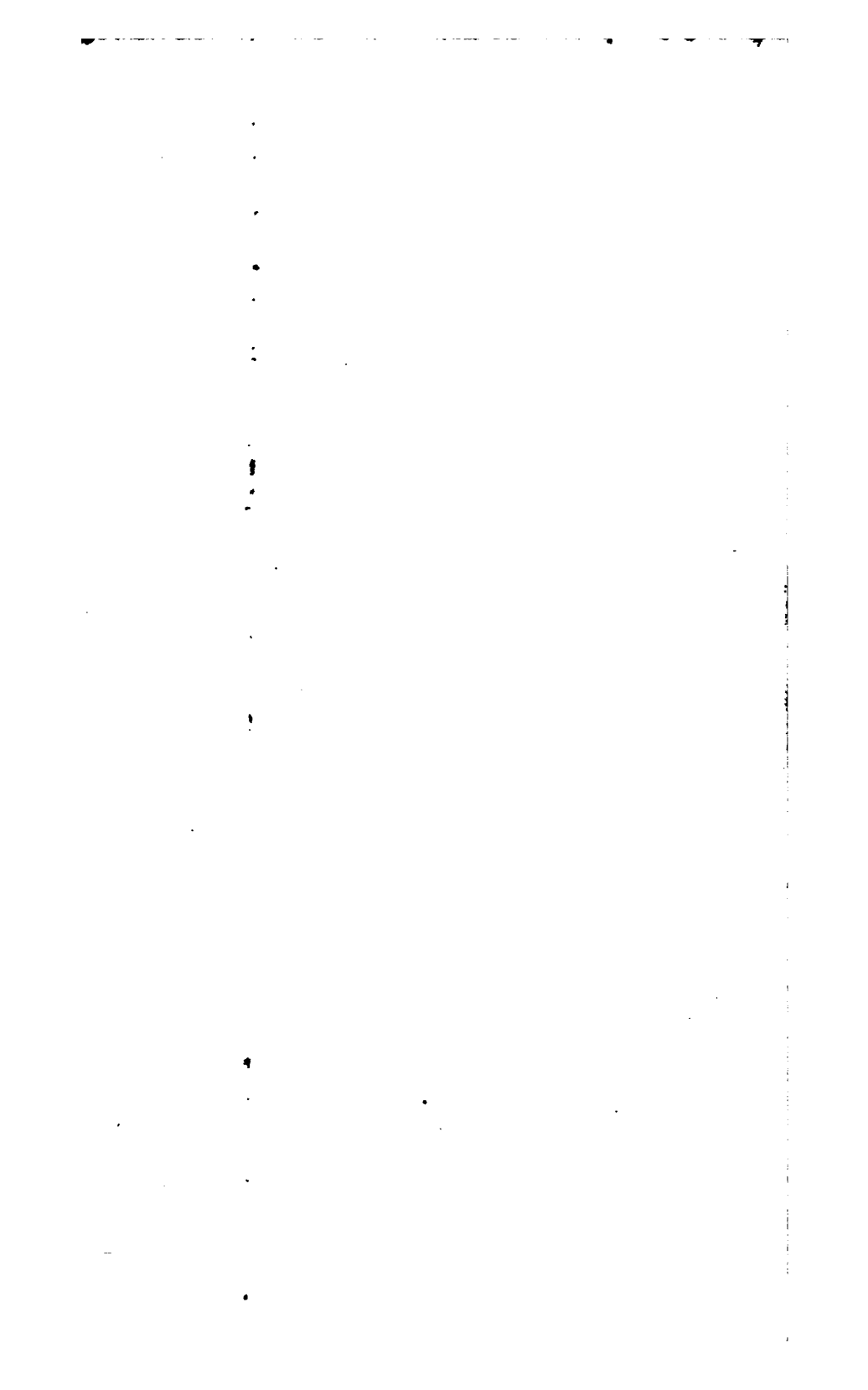
Section d'amont de la tête de prise des travers de la 1^{re} rampe

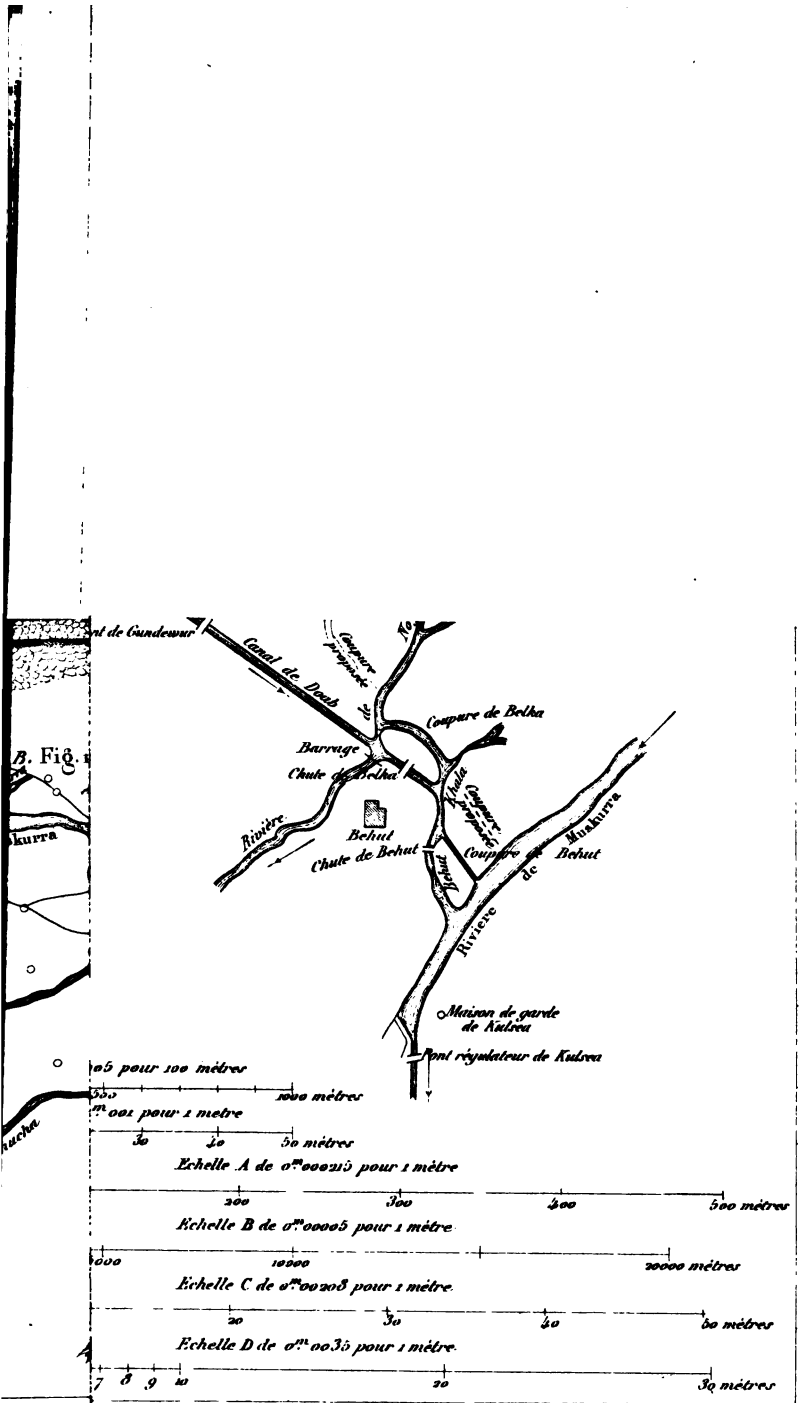


183

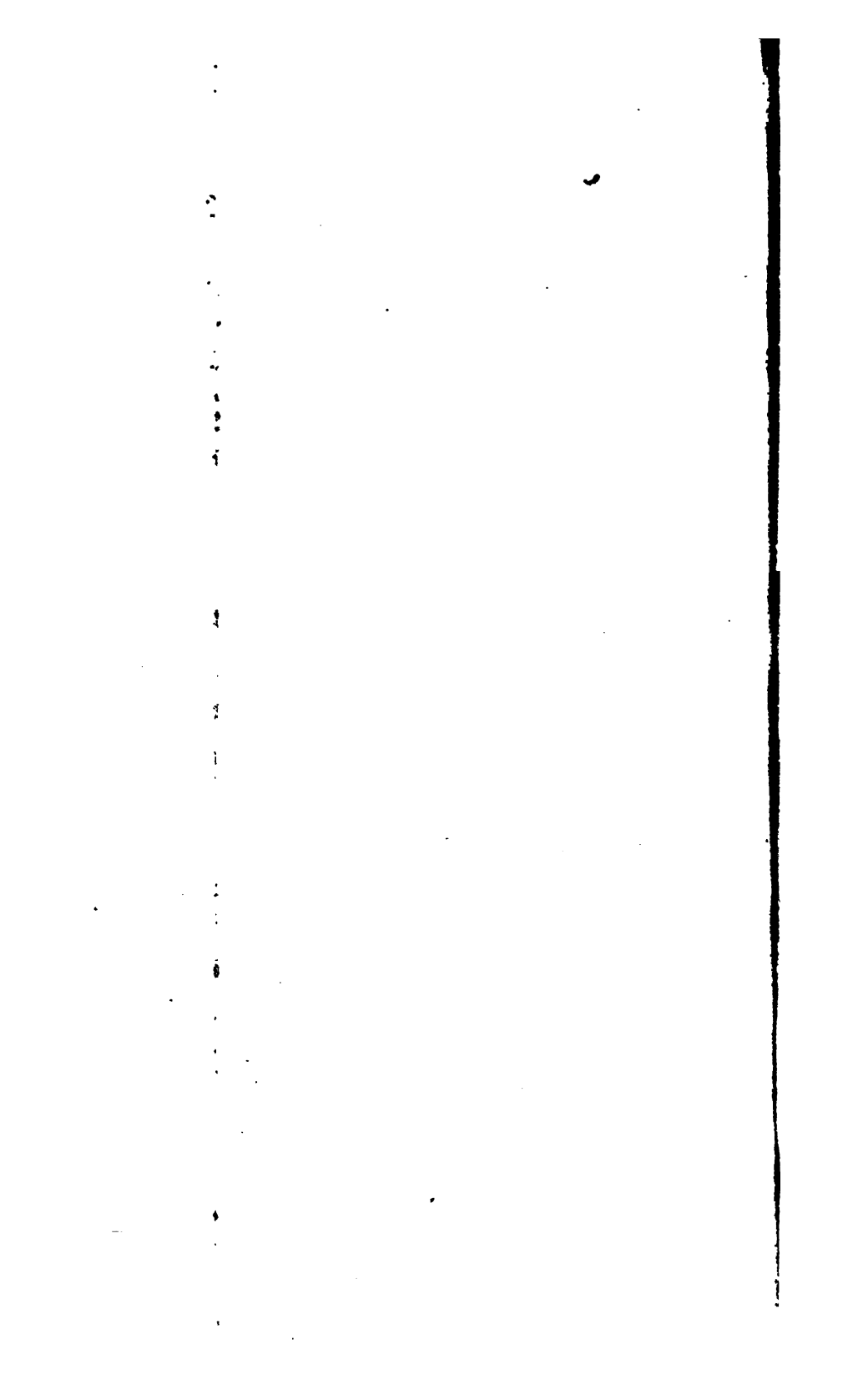


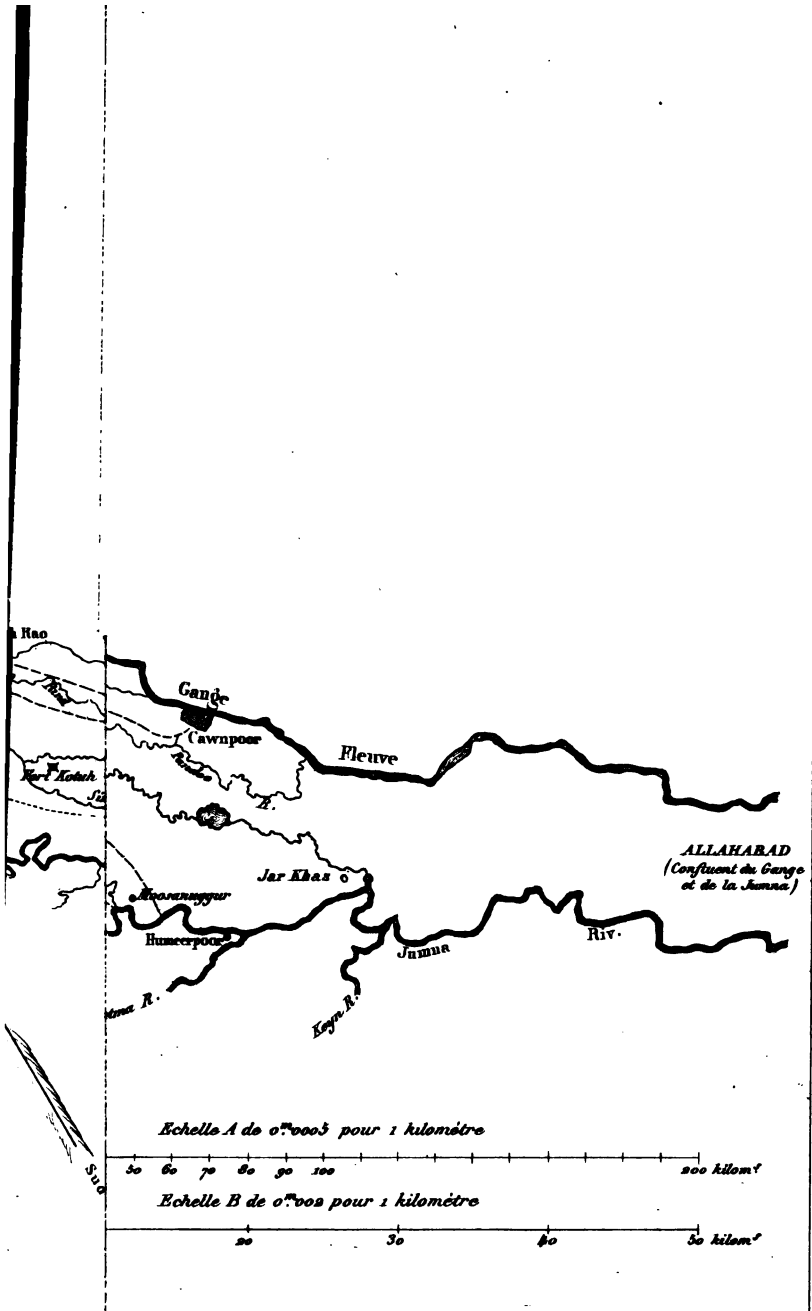
Gravé par R. Pérol.





Gravé par E. Pérot.





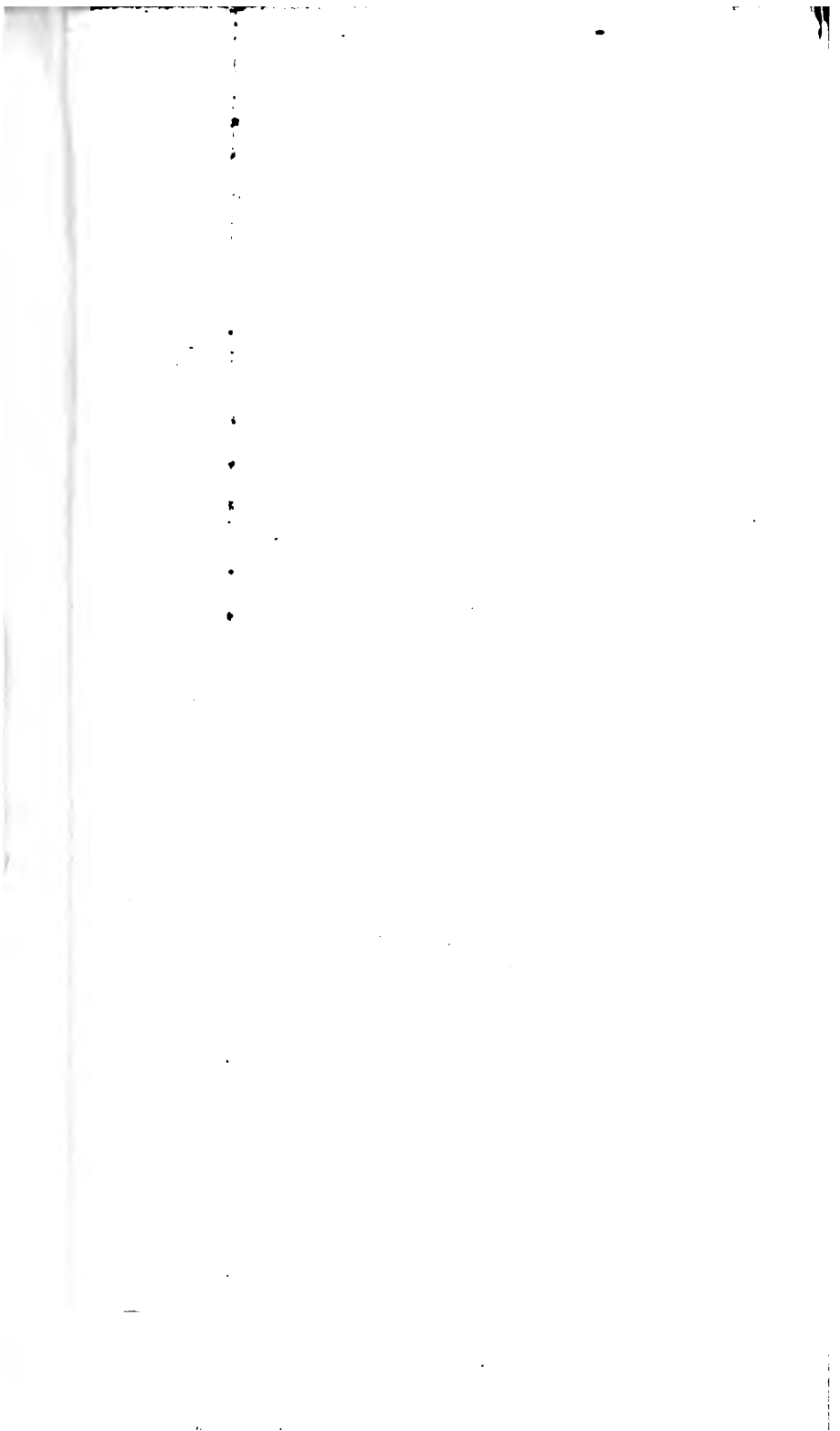
Echelle A de 0^m0003 pour 1 kilomètre

50 60 70 80 90 100 200 kilom^e

Echelle B de 0^m0003 pour 1 kilomètre

20 30 40 50 kilom^e

Gravé par H. Pérot.



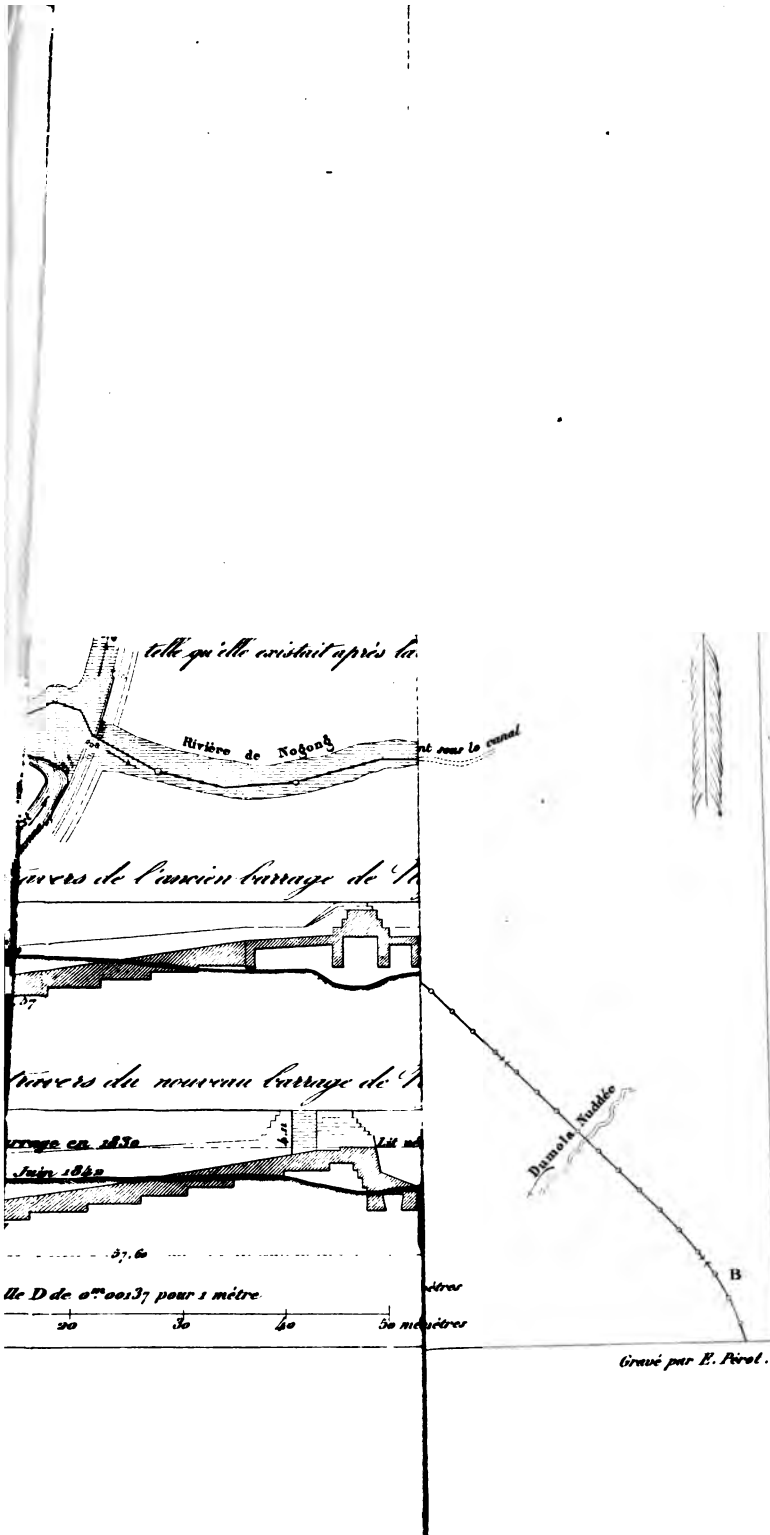


Fig. 10. . 11.

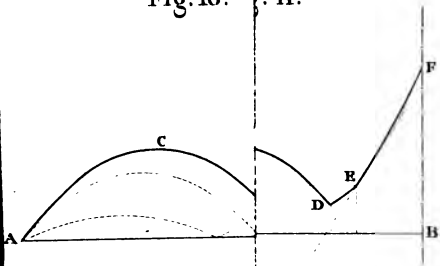


Fig. 12

