

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300682

x
753

*à Monsieur de Freycinet
de la part de Madame Boye*

CHEMIN DE FER DE MARVÉJOLS A NEUSSARGUES

VIADUC

DE

GARABIT

SUR LA TRUEYRE

CHEMIN DE FER DE MARVÉJOLS A NEUSSARGUES

VIADUC
de
GARABIT
SUR LA TRUEYRE

PAR

LÉON BOYER

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES

AVEC UNE NOTICE NÉCROLOGIQUE SUR L'AUTEUR

PAR

Léon LÉVY

INGÉNIEUR AU CORPS DES MINES

TEXTE

F. Nr. 21282

PARIS

V° CH. DUNOD, ÉDITEUR

LIBRAIRE DES CORPS DES PONTS ET CHAUSSÉES,
DES MINES ET DES TÉLÉGRAPHES

Quai des Augustins, 49

1888



*4960
37*



III 17938

AVANT-PROPOS

C'est avec un profond sentiment de tristesse que nous livrons cet ouvrage au public. Celui qui l'a écrit n'est plus. Une mort prématurée, dont le corps des Ingénieurs a été douloureusement ému, a frappé Léon Boyer, à l'âge de 35 ans, sur les chantiers de Panama, et brisé une carrière qui avait fait naître les plus brillantes espérances.

L'ouvrage est la reproduction intégrale du manuscrit conservé par la pieuse sollicitude de Madame Boyer. Ma part dans la publication se borne à quelques légères retouches et à la revision des épreuves (). Si modeste qu'elle soit, je l'ai acceptée avec reconnaissance, heureux de rendre ce dernier hommage d'affection à un de mes meilleurs camarades.*

Il ne m'appartient pas de m'étendre sur l'intérêt de cette étude, au point de vue doctrinal. Elle témoigne d'un savoir profond, d'une puissance de conception et d'une sûreté de jugement que tous les Ingénieurs apprécieront. Sans doute le viaduc de Garabit n'est pas la création exclusive de Léon Boyer. Procédant du système appliqué par M. Eiffel pour la traversée du Douro, cet ouvrage a été arrêté, dans sa forme

(*) Un ami dévoué de Léon Boyer, M. CH. TALANSIER, Ingénieur, et un de ses anciens collaborateurs, M. ROGIER, conducteur des Ponts et Chaussées, m'ont prêté leur concours dans l'accomplissement de cette tâche.

définitive, avec le concours de cet habile constructeur. Mais ce qui appartient en propre à Boyer, c'est les grandes lignes du programme, la nouveauté de certaines méthodes de calcul, les améliorations qui s'en sont dégagées. Aussi bien l'œuvre porte, dans son ensemble comme dans chacun de ses détails, l'empreinte de sa personnalité, la marque de son talent. Le mérite de l'auteur ne s'arrête pas là. Pour le saisir entièrement, il faut voir comment la question s'est posée, les difficultés de tout ordre qu'elle a soulevées et le discernement dont Boyer a fait preuve dans le choix de la solution. Rarement un savoir plus assuré a été mis au service d'un problème plus délicat et a conduit à des résultats plus utiles. Le viaduc de Garabit n'est du reste que l'œuvre maîtresse d'une série de travaux dont quelques-uns suffiraient à faire la réputation d'un Ingénieur. Ce sont ces divers points que j'essaierai de mettre en relief, en retraçant l'historique de la carrière de Boyer.

LÉON LÉVY.

NOTICE NÉCROLOGIQUE

SUR

LÉON BOYER

INGÉNIEUR DES PONTS ET CHAUSSÉES,
DIRECTEUR DES TRAVAUX DU CANAL INTEROCÉANIQUE,
CHEVALIER DE LA LÉGION D'HONNEUR

PAR

LÉON LÉVY

Ingénieur des Mines.

Léon Boyer, né le 23 février 1851, à Florac (Lozère), entra à l'École Polytechnique en 1869. Après deux années d'études, interrompues par le siège de Paris, pendant lequel il servit au fort de Romainville avec le grade de sous-lieutenant, il fut admis, en 1871, à l'École des Ponts et Chaussées, comme élève Ingénieur. Trois ans après, le 18 octobre 1874, il était nommé Ingénieur ordinaire de 3^e classe, puis attaché, par décision du 1^{er} novembre 1874, au service ordinaire et au service hydraulique de l'arrondissement du centre, à la résidence d'Alençon, ainsi qu'au contrôle du chemin de fer d'intérêt local de l'Orne.

Le 1^{er} juillet 1875, il fut appelé à la résidence de Marvéjols. Chargé, comme précédemment, du service ordinaire et du service hydraulique, il eut, en outre, dans ses attributions, le service de construction du chemin de fer entre le Monastier et Marvéjols, et les études de la ligne de Marvéjols à Neussargues, pour la

partie comprise entre Marvéjols et le département du Cantal (50 kilomètres).

C'est à Marvéjols qu'il fit ses débuts dans les grands travaux. Il s'agissait d'étudier la reconstruction du pont de La Mothe, sur le Lot, emporté lors de la crue du 13 septembre 1875. Léon Boyer présenta successivement deux projets, l'un d'une arche en fer, l'autre de deux arches en maçonnerie. L'Administration adopta le second. Ce projet comportait dans son exécution une partie délicate : la fondation d'une pile au milieu des débris de l'ancien pont. Boyer se fit remarquer, dans cette circonstance, par la décision et les ressources de son esprit, et surmonta toutes les difficultés.

En même temps, il s'occupait d'améliorer le tracé de la partie la plus difficile du chemin de fer de Marvéjols à Neussargues. La section comprise dans son service présentait une montée de 14 kilomètres, entre Marvéjols et le seuil du haut plateau granitique situé au Nord de cette ville. Grâce à la sûreté de son coup d'œil et à une étude judicieuse du terrain, il parvint à réduire de 0^m,033 à 0^m,0275 la déclivité de cette montée, sans allonger le parcours et sans augmenter sensiblement les dépenses. Ce résultat, si profitable à l'exploitation de la ligne, a été obtenu en reportant le tracé sur les flancs escarpés et tourmentés d'une gorge difficile, celle de la Cruetze, qu'il fallut traverser en viaduc. Ce dernier ouvrage (*), de 63 mètres de hauteur et 218 mètres de longueur, fut aussi réussi dans son exécution que dans ses dispositions.

Pour citer les termes mêmes par lesquels M. l'Ingénieur en chef Lefranc a apprécié l'ensemble de ces premiers travaux de chemins de fer, « Boyer fit œuvre de maître et se plaça du premier coup au rang des Ingénieurs les plus distingués, sous le rapport de la hardiesse de la conception et de la sûreté pratique. »

(*) Voir la *Planche O* de l'Album des planches.

De pareils débuts devaient attirer l'attention de l'Administration. Une décision du 26 décembre 1878, prise sur la proposition de M. l'Ingénieur en chef Bauby, vint réunir entre les mains de Boyer les deux sections entre lesquelles se trouvait divisée la ligne de Marvéjols à Neussargues. Avec le tronçon du Monastier à Marvéjols, il se trouva du coup à la tête d'un arrondissement de 96^{km},8 de construction de chemins de fer de montagnes.

Pressentant cette décision, Boyer s'était occupé, dès le commencement de novembre, des études d'un nouveau tracé pour la partie du chemin de fer comprise entre Saint-Chély et le Pont-de-Mongon, près Ruines. L'idée dominante était de maintenir la ligne sur les hauts plateaux bordant la vallée de la Trueyre, sur ses deux rives, entre Saint-Chély et Saint-Flour, et de traverser la gorge étroite et profonde au fond de laquelle coule cette rivière, à l'aide d'un grand viaduc, de manière à concentrer les difficultés et les dépenses sur un seul point. Poursuivies au cœur d'un hiver d'une rigueur exceptionnelle, dans une région envahie par la neige et balayée par le vent, les études, qui portaient sur un parcours de 29^{km},8, furent terminées le 10 janvier 1879, au bout de six semaines. Il faut avoir visité ces hauteurs inclémentes, pour se rendre compte des obstacles de toute nature contre lesquels Boyer eut à lutter. Aussi cette campagne d'études est restée légendaire dans le souvenir de tout le personnel et des habitants de la contrée. Elle a frappé tout le monde comme le témoignage éclatant de l'activité et de la puissance de volonté de celui qui l'a entreprise et de l'entraînement extraordinaire qu'il exerçait sur ses subordonnés. Rien ne saurait mieux traduire l'impression laissée dans l'esprit de ces dévoués collaborateurs que l'extrait suivant d'un dernier hommage rendu par l'un d'eux, M. Lamothe, actuellement Ingénieur ordinaire des Ponts et Chaussées à Marvéjols :

« Des études dans de pareilles conditions de température (15 et 17 degrés de froid et 0^m, 80 de neige), paraissaient impossibles à tous; la présence de M. Boyer suffit pour tout transformer, et ce n'était pas pour nous une corvée, mais presque une fête.

« D'ailleurs, si la journée était laborieuse, la soirée qui la terminait était charmante, et M. Boyer, avec son esprit fécond, en faisait tous les frais. Pour l'étranger qui côtoyait simplement notre joyeux groupe, il lui eut été difficile d'y deviner un chef, tellement M. Boyer cherchait à s'effacer; il ne pouvait que remarquer l'homme supérieur que nous avions le bonheur de posséder et que nous entourions de notre respect et de notre affection. »

Ces paroles se passent de commentaires.

L'exploration qui vient d'être rappelée fut féconde en résultats. Elle aboutit à la présentation d'un projet où la pente, à la descente vers Garabit, se trouva réduite, la contrepente, à la montée de Garabit à Mongon, supprimée, et les déclivités de cette partie du tracé ramenées dans les limites admises pour l'ensemble des 67 kilomètres de longueur de la traversée du plateau. Tout cela fut obtenu sans allongement de parcours.

A ces avantages techniques vint s'ajouter une diminution de dépenses qu'on peut chiffrer aujourd'hui avec précision. Le projet l'évaluait à environ 3 160 000 francs. Dans la pensée de l'auteur, elle pouvait même s'élever à 5 millions, en majorant de 20 0/0 les estimations du tracé primitif qui ne tenaient pas un compte suffisant de l'aléa inhérent à l'exécution d'une ligne en grande partie située à flanc de coteau, dans des terrains escarpés et peu solides.

Les dépenses réellement faites sur le tracé par les plateaux ont dépassé considérablement les prévisions. Il a fallu, d'une part, répondre à certaines exigences de la Compagnie du Midi; elles

avaient trait à l'agrandissement des stations, à la réduction des déclivités du profil en long à la descente, et à l'accroissement de la stabilité du viaduc de Garabit. On s'est trouvé, d'autre part, en présence des aléas que comporte l'exécution des grands travaux, surtout en pays de montagnes. Les fers avaient aussi augmenté de 0 fr. 09 c. par kilogramme, entre l'époque de production de l'avant-projet et le moment de la signature du marché définitif. On a dû supporter enfin des exagérations regrettables du jury dans la fixation des indemnités de terrain.

Il convient de faire abstraction de cette dernière cause. Elle aurait affecté plus profondément l'exécution du tracé par les vallées. Dans ce tracé, les surfaces de terrain nécessaires à l'assiette de la ligne devaient être en effet plus étendues, à cause de la plus grande déclivité transversale du sol et de leur valeur moyenne plus élevée par le fait de leur meilleure exposition.

En s'en tenant aux seules dépenses des travaux, tant à l'entreprise qu'en régie, on constate une augmentation totale de dépenses de 2 150 000 francs. L'adoption du projet a donc procuré une économie nette de 1 010 000 francs. On peut, sans tomber dans aucune exagération, la porter approximativement à 3 000 000 de francs, en évaluant à 20 0/0 du montant de l'estimation primitive, la majoration qui se serait produite dans les prévisions de dépenses du tracé par les vallées, tant pour le motif déjà indiqué qu'à cause des modifications et des améliorations que la Compagnie du Midi n'aurait pas manqué de réclamer.

Le nouveau projet avait été présenté à l'Administration dans le courant de mars 1879. Après de sérieux débats entre les Ingénieurs de l'État et ceux de la Compagnie, qui durèrent jusqu'aux premiers jours de mai, le Ministre, sur l'avis conforme du Conseil général des Ponts et Chaussées, approuva, le 14 juin, le tracé proposé, ainsi que l'avant-projet du grand viaduc de Garabit. En

même temps, Boyer reçut la récompense de ses services exceptionnels. Par décret du 12 juin, alors qu'il n'avait que 28 ans d'âge et quatre années et demie de service, il fut nommé chevalier de la Légion d'honneur.

Il avait été promu, le 1^{er} mars de la même année, à la seconde classe de son grade.

Le tracé par les plateaux une fois approuvé, Boyer s'occupa de la rédaction définitive du projet du viaduc de Garabit et des projets d'adjudication d'une partie de la ligne, sur 75 kilom. de longueur. En même temps, il poursuivait l'étude des changements de tracé entre le Monastier et Marvéjols, l'Herbouse et Garabit, Mongon et Saint-Flour, Talizat et Neussargues, sur un parcours total de près de 38 kilom. Il arrêtait et discutait enfin avec les Ingénieurs de la Compagnie du Midi les types des maisons de garde et les dispositions des ouvrages métalliques des deux lignes de Mende au Monastier et du Monastier à Neussargues. Plusieurs de ces ouvrages consacrent des solutions ingénieuses. Nous nous bornerons à signaler les suivants :

1^o Le pont de la Bohémienne sur la Coulagne, de 44^m, 85 de portée et à deux voies. Sa caractéristique est dans la superposition, à deux grandes poutres droites à treillis, d'un système de pièces de pont établi avec des saillies. Ces saillies varient de l'une à l'autre, par rapport aux poutres principales, de manière à correspondre en plan à la position des deux voies, suivant une courbe de 300 mètres de rayon. Ce pont supporte ainsi deux voies et un tablier établis en courbe sur des supports principaux absolument en ligne droite, sans qu'il en résulte cependant de porte à faux ;

2^o Un passage supérieur important, présentant un biais exceptionnel (30°), pour la traversée de la route nationale n° 9 au Monastier ;

3^o Des types spéciaux de passages supérieurs de 16 et 18 mètres de portée pour traversée de chemins vicinaux, avec tablier reposant sur des tôles boucliers.

Sur la ligne de Marvéjols à Neussargues, Boyer eut l'occasion d'étudier et d'exécuter plusieurs viaducs en maçonnerie. Les plus importants sont, en outre de celui de Cruzeize dont nous avons parlé plus haut, ceux de Piou, de Sénouard et de Chantepedrix, dont les longueurs sont respectivement de 169^m, 50, 231^m et 235^m, et les hauteurs maxima de 45^m, 50^m et 43^m.

Ce vaste programme donne une idée de la variété des ressources et de l'incroyable activité de celui qui sut l'entreprendre. Boyer l'aborda et le traita dans toutes ses parties avec une égale compétence. Sa réputation de constructeur et d'organisateur était définitivement faite dans l'esprit de tous ses chefs.

Le 15 février 1882, il fut élevé au grade d'Ingénieur ordinaire de 1^{re} classe.

Le projet du viaduc de Garabit avait été approuvé vers le milieu de 1880. L'ouvrage comprend, dans ses lignes essentielles, un tablier de 438^m,650, établi au-dessus d'un arc parabolique à section variable, de 165 m. de portée et 52 m. de flèche.

Les travaux furent commencés la même année et poursuivis avec l'ardeur et l'initiative dont Boyer était coutumier. Le 26 avril 1884, l'arche principale du viaduc était clavée et, le 18 septembre, l'ouvrage était entièrement terminé, sauf la peinture. Les maçonneries des abords furent achevées un an plus tard.

Dans l'intervalle (16 mars 1883), Boyer avait été appelé à Paris, comme adjoint à M. le Directeur des Chemins de fer, au Ministère des Travaux publics. Néanmoins il conserva la conduite et le règlement des travaux du viaduc. Il avait si bien choisi ses collaborateurs et si bien organisé les détails de son service que tous les travaux purent être continués sans ralentissement et sans

tiraillement, comme sous l'œil du maître. Aussi bien, le 29 avril 1884, la Commission de reconnaissance put admirer l'œuvre accomplie et féliciter hautement l'auteur.

Boyer reçut dans la même année le plus éclatant témoignage de satisfaction auquel il pouvait aspirer. M. Lefranc, son chef immédiat, le proposa pour le grade d'Ingénieur en chef dans les termes suivants :

« M. Léon Boyer réunit en lui, à un degré éminent, toutes les qualités du commandement, en même temps que le savoir théorique de l'Ingénieur et l'expérience du praticien.

» Nous estimons qu'il est mûr pour exercer le commandement dans toute sa plénitude, en même temps qu'il en est capable et digne à tous égards.

» Il aura d'ailleurs trois années d'ancienneté, dans la première classe, au 1^{er} février 1885, et remplira ainsi les conditions exigées pour recevoir le grade d'Ingénieur en chef.

» Bien que M. Boyer soit encore fort jeune, nous le proposons pour ce grade. »

L'Inspecteur général de la division, M. Robaglia, s'associa pleinement à ces propositions.

Au Ministère, Boyer donna, dès les premiers jours, la mesure de sa valeur. Le ministre, M. Raynal, posait les bases des conventions de chemins de fer, qui furent votées par le Parlement, vers la fin de l'année 1883. Assurer l'exécution des lignes du troisième réseau, en allégeant, autant que possible, les charges du Trésor; définir le mode d'exploitation de ces mêmes lignes; régler à nouveau, uniformiser et préciser le régime économique et financier sous lequel avaient jusqu'alors vécu les grandes Compagnies: telle était l'œuvre entreprise par l'éminent homme d'Etat. Le Directeur de la construction des chemins de fer, M. Cendre, avait

à poursuivre, sous son inspiration, des négociations délicates et laborieuses, et à étudier les questions les plus variées dans l'ordre technique et économique. Il lui fallait un collaborateur qu'il pût associer en toute confiance à ses travaux. Boyer était bien l'homme indiqué pour un pareil rôle. Dans aucune partie de la tâche étendue qui lui incombait, il ne se trouva pris au dépourvu. Entre deux voyages en Auvergne, dans ce ravin de Garabit, au-dessus duquel l'immense arc progressait pièce à pièce, il se livrait avec une égale facilité, à d'arides calculs de probabilités, à l'examen d'un projet ou à la discussion d'une difficulté administrative ; et telle était l'activité de sa nature, que ces occupations multiples loin de la lasser semblaient au contraire lui fournir un aliment naturel et la fortifier encore. Il sut, en même temps, retirer de cette collaboration les plus grands profits personnels. L'étude des hautes questions administratives acheva la maturité de son esprit et étendit l'horizon de ses idées. Ses puissantes facultés étaient arrivées à tout leur développement.

C'est à cette époque aussi que Boyer donna de nouvelles preuves de sa compétence en matière de constructions métalliques. Il étudia, avec M. l'Ingénieur des Ponts et Chaussées Marion, des types de ponts militaires facilement démontables et d'un transport commode pour les armées en campagne, et il publia, dans le *Génie civil*, deux notes d'un réel intérêt : l'une sur le calcul des grandes fermes en charpente, l'autre sur la résistance du prisme élastique et des solides assimilables dont il donnait une théorie fondée sur le principe du travail virtuel.

Les services signalés que Boyer venait de rendre, ses aptitudes pour les affaires publiques, — elles s'étaient manifestées au Conseil général de la Lozère, où il représentait depuis 1883 le canton de Florac, — son dévouement à la République, décidèrent ses concitoyens du département à le porter sur la liste républicaine aux

élections de 1885, pour le renouvellement de la Chambre des députés. Il avait déjà été candidat en 1881 dans l'arrondissement de Florac. Il échoua cette fois encore avec tous ses amis politiques. Cet insuccès lui fut d'autant plus sensible qu'il comprenait toute la portée des services qu'il était en mesure de rendre à son pays.

Mais bientôt son attention fut portée vers un but non moins élevé. La direction des travaux du canal de Panama était vacante. Il y avait là de quoi tenter un esprit passionné pour les grandes choses. Boyer demanda et obtint cette haute mais lourde charge. Il était certes capable de la mener à bien.

... Si Pergama dextrâ
Defendi possint, etiam hâc defensa fuissent.

Il partit le 6 janvier 1886, avec une foi absolue dans le succès. Arrivé le 31 à Panama, il se mit à l'œuvre avec son ardeur habituelle. Tous les grands problèmes que soulevait l'entreprise, il les étudia et les approfondit. Il se préoccupait surtout d'assurer l'ouverture du canal dans les délais prévus. Dans un mémoire à M. de Lesseps, il expose les mesures les plus urgentes.

Les deux difficultés principales étaient dans l'écoulement des crues du Chagres et la traversée du plateau central de la Culebra. En ce qui concerne la première, il se prononce nettement pour le système de la dérivation totale. Passant à l'autre, il préconise l'exploitation d'un canal à deux biefs, conçu de manière à ne pas compromettre l'exécution d'un canal à niveau dans le cas où la nécessité en serait ultérieurement reconnue. Pour relier les deux biefs séparés par une dénivellation de 55 mètres, il prévoit, à chaque extrémité, un ascenseur hydraulique analogue à celui d'Anderton (Angleterre) et des Fontinettes (France). Le dispositif, étudié avec le concours de M. l'Ingénieur Barbet, de la maison Cail, devait se composer essentiellement de 2 sas de 180^m de longueur, 18^m de largeur et

9^m de tirant d'eau, soutenus en leur milieu par un piston hydraulique et latéralement par des pylones métalliques. Il était complété par des accumulateurs et des presses, en relation, d'un sas à l'autre, par un tuyau muni d'une vanne. Pour donner une idée plus complète du projet, nous citerons encore les chiffres suivants :

Diamètre du piston : 6^m,60,

Poids du sas avec le piston et l'eau : 43 000 tonnes,

Pression dans la presse : 126^{kg} par c. m².

La machinerie comprenait pour chaque ascenseur deux machines compound de 270 chevaux chacune.

L'ensemble de cet important mécanisme ne comportait qu'une dépense de 80 millions et devait, dans la pensée de Boyer, assurer l'ouverture du canal à très bref délai, en ajournant une forte partie de la dépense du projet en cours d'exécution.

Il ne faudrait pas croire que cette conception grandiose soit le fruit d'une idée préconçue. Comme toujours, Boyer examine la question sous toutes ses faces, et n'arrête son choix qu'après une discussion raisonnée des moyens. Mais laissons lui la parole :

« La supériorité de l'ascenseur hydraulique sur tout autre système est évidente. Il serait inutile de le comparer aux écluses ordinaires. Celles-ci en effet ne pouvant guère avoir des chutes de plus de 7^m, il en faudrait huit, au moins, de chaque côté, pour racheter la dénivellation de 55^m. Le système des écluses ordinaires doit donc être écarté, aussi bien par mesure d'économie que pour des raisons d'exploitation et de rapidité d'exécution.

» Restent les plans inclinés. Ces plans peuvent servir à transporter les navires, soit sur des cales sèches, soit sur des sas remplis d'eau. Il serait, selon nous, de la dernière imprudence de mettre sur la cale sèche un navire chargé, et, dans tous les cas, cette opération exigerait un temps fort long. Un sas rempli d'eau en mou-

vement présente ce phénomène que l'eau se porte, dans son mouvement relatif, à l'arrière du sas, et que le navire tend à s'échouer. D'autre part, les installations et les machines nécessaires pour mettre en mouvement un pareil système seraient à la fois très compliquées et très coûteuses.

» Rien au contraire n'est plus stable, plus docile et plus régulier dans sa marche que la presse hydraulique. »

On peut ne pas partager toutes ces appréciations. Mais il est impossible de ne pas être frappé de la tournure méthodique de la discussion et de la connaissance approfondie du sujet.

Boyer allait partir pour Paris pour y défendre en personne son projet. La mort vint le surprendre, quelques jours avant la date fixée pour son départ. Il fut enlevé, le 1^{er} mai 1886, dans une épidémie de fièvre jaune, après deux jours de maladie.

Depuis, l'administration du Panama s'est ralliée à une autre solution. Sans contester l'intérêt de la conception de Boyer, elle a pensé que la question des ascenseurs hydrauliques n'avait pas encore reçu de l'expérience une sanction suffisante pour comporter une application aussi étendue. Nous nous abstiendrons de nous prononcer dans le débat.

Nous sommes arrivés au terme de cette courte mais si laborieuse carrière. Nous craindrions d'affaiblir l'éloquence des faits, en insistant sur ce qu'ils révèlent. Disons seulement, mais hautement, que Boyer a été le type de l'Ingénieur accompli. A une rare intelligence, à un jugement droit et sûr, à une véritable originalité d'esprit, il a su allier une science étendue, une puissance de travail et une largeur de vues dont tous ses travaux portent la marque. L'Administration a perdu en lui un de ses meilleurs serviteurs, et le corps des Ponts et Chaussées un de ses membres les plus distingués.

Ses amis ont fait une perte non moins sensible. Le charme de son esprit, sa belle humeur, son cœur ouvert et généreux lui avaient concilié de nombreuses et vives sympathies. Nous nous rappellerons tous ces conversations brillantes et animées, où il abordait avec une rare facilité les sujets les plus variés et où éclatait son enthousiasme pour les conquêtes de la science. Nous nous rappellerons aussi la bonté et la délicatesse de ses sentiments. Nous nous rappellerons surtout son profond amour de la patrie, et nous conserverons de lui un souvenir impérissable.

VIADUC DE GARABIT

SUR LA TRUEYRE

EXPOSÉ

§ 1.

Ce mémoire a pour objet de faire connaître les conditions dans lesquelles le viaduc de Garabit a été conçu, projeté et exécuté ; d'exposer les méthodes employées pour le calcul et les procédés mis en œuvre pour le montage de cet ouvrage ; enfin, de donner une analyse détaillée des dépenses d'installation et de mise en place.

Ces renseignements seront fournis dans l'ordre suivant :

CHAPITRE PREMIER : *Tracé du chemin de fer de Marvéjols à Neussargues, entre Saint-Chély et le Pont-de-Mongon. — Première étude du viaduc de Garabit.*

CHAPITRE DEUXIÈME : *Conditions principales du marché passé pour la construction de l'ouvrage.*

CHAPITRE TROISIÈME : *Description du viaduc.*

CHAPITRE QUATRIÈME : *Exposé des méthodes de calcul ; résultats numériques.*

CHAPITRE CINQUIÈME : *Installations ; procédés de montage ; dépenses de mise en place.*

CHAPITRE SIXIÈME : *Renseignements généraux et résumé.*

Le chemin de fer de Marvéjols à Neussargues a été construit par l'État et est exploité par la Compagnie des chemins de fer du Midi.

§ 2.

L'ouvrage a été projeté et exécuté, sous la haute direction de MM. de Boisanger et Robaglia, Inspecteurs généraux des Ponts et Chaussées, par MM. Bauby et Lefranc, Ingénieurs en chef, M. Boyer, Ingénieur ordinaire, et M. Eiffel, Ingénieur-constructeur à Levallois Perret.

Ont pris une part importante aux études : dans l'Administration, M. Delapierre, Ingénieur des Arts et Manufactures, et M. Masson, chef de section du cadre auxiliaire ; MM. Kerbrat et Rogier, conducteurs des Ponts et Chaussées ; dans la maison Eiffel, MM. Nougier, Gobert et Kœchlin, Ingénieurs.

Les travaux ont été conduits pour les premières maçonneries par M. Barthe et pour les parties métalliques et les dernières maçonneries par M. Compagnon, chef de service de la maison Eiffel, et surveillés par MM. Thona, Thibeaud et Vinay, conducteurs des Ponts et Chaussées, chefs de section. M. Sturler, Ingénieur, a secondé M. Compagnon et l'a remplacé à diverses reprises et durant de longs intervalles.

Le contrôle et la réception des fers à l'usine ont été confiés à MM. les Ingénieurs des mines Perrin et Wikersheimer, ayant sous leurs ordres MM. Hervier, Labeyrie et Decressain, gardes-mines, et M. Labbaye, conducteur des Ponts et Chaussées.

CHAPITRE PREMIER

TRACÉ DU CHEMIN DE FER DE MARVÉJOLS A NEUSSARGUES ENTRE
SAINT-CHÉLY ET LE PONT-DE-MONGON — PREMIÈRE ÉTUDE DU
VIADUC DE GARABIT

§ 3. — Divers tracés étudiés.

Le grand plateau mamelonné qui s'étend de l'Aubrac à la Margeride est coupé par la gorge profonde, mais étroite, où coule la Trueyre. Saint-Chély et le Pont-de-Mongon sont deux points situés sur le plateau, le premier sur la rive gauche et le second sur la rive droite de cette rivière (*planche 0*).

La traversée de la vallée de Garabit pouvait se faire de diverses manières. La Trueyre compte au nombre de ses affluents la rivière d'Arcomie, dont la source est située non loin de Saint-Chély, et le ruisseau de Mongon qui passe sous le pont de ce nom. Leurs embouchures sont à peu près vis-à-vis sur les deux rives de la Trueyre, à Garabit.

La première solution proposée consistait à descendre par la vallée d'Arcomie, à traverser la Trueyre à un niveau aussi bas que possible et à remonter par la vallée de Mongon. De nombreux tracés avaient été étudiés dans cet ordre d'idées et un d'entre eux avait été approuvé par l'Administration supérieure, lorsque l'Ingénieur des Ponts et Chaussées eut l'idée de maintenir le tracé sur le plateau, sauf à franchir la Trueyre à une très grande hauteur par un ouvrage métallique.

Établir la ligne sur un plateau moyennement accidenté au lieu de la poser sur des flancs escarpés, diminuer les accidents du profil en long, placer les stations non loin de la route nationale n° 9, tels étaient les principaux avantages qui recommandaient la nouvelle solution.

§ 4. — Description du terrain. — Nature du problème à résoudre.

La partie du plateau limitée au sud par le village de La Garde (Lozère), au nord et à l'ouest par la Trueyre, à l'est par le ruisseau d'Arcomie, présente la forme d'une échine dont l'arête, placée dans la direction nord-sud, est en quelque sorte marquée par la route nationale n° 9.

De cette arête partent des contreforts se dirigeant, les uns vers le ruisseau d'Arcomie, les autres vers la Trueyre.

Ces contreforts et les dépressions correspondantes, très peu accentués à l'origine, prennent bientôt de l'importance et il était nécessaire de suivre d'aussi près que possible la route nationale. Cette condition et l'obligation de ne pas admettre de déclivité supérieure à 0^m,018, ont déterminé les Ingénieurs à opérer la traversée de la Trueyre à la cote 835^m,50, c'est-à-dire à 123^m environ au-dessus du point le plus bas de la vallée.

Ils se trouvaient donc en présence d'un problème de construction tout à fait nouveau et il était essentiel de le résoudre en n'employant que des éléments connus et éprouvés. On arrivait à ce résultat en imaginant que la partie la plus profonde de la vallée serait franchie par un arc de 160^m de portée et de 50^m de flèche, analogue à celui qui a été employé au pont du chemin de fer de Porto, en Portugal, et que l'accès au sommet de cet arc se ferait au moyen de travées métalliques de 50^m de portée, reposant sur des piles en métal, avec soubassements en maçonnerie.

Cette idée a été rendue par l'Ingénieur des Ponts et Chaussées dans une étude préliminaire représentée sur la *planche I*. La pile la plus élevée du viaduc avait une hauteur totale de 78^m, inférieure à la hauteur totale de la plus grande pile du viaduc de Fribourg; la hauteur de sa partie métallique était de 59^m et dépassait seulement de 1^m,50 la hauteur maxima des piles métalliques du viaduc de la Bouble. L'ouvrage projeté était exceptionnel dans son ensemble, mais chacune de ses parties avait été expérimentée ailleurs. On évitait ainsi les craintes d'insuccès qu'auraient pu inspirer des dispositions auxquelles aurait manqué la consécration de l'expérience.

Mais il ne suffisait pas de montrer que le problème comportait une solution des plus sûres; il fallait encore établir que cette solution pourrait se poursuivre dans de bonnes conditions d'économie et de rapidité en s'assurant le concours d'un constructeur expérimenté. Les Ingénieurs furent donc naturellement conduits à s'adresser à M. Eiffel, dont la maison avait déjà construit le pont du Douro.

Ce constructeur, après avoir fait une étude rapide où il conservait entièrement les dispositions de l'avant-projet des Ingénieurs de l'État, leur fit connaître qu'il acceptait de construire le viaduc de Garabit, à un prix qui assurait au nouveau tracé l'avantage d'une économie considérable, et dans un délai qui permettait de revenir sur le tracé approuvé.

C'est le 20 novembre 1878 que les opérations sur le terrain ont été entreprises entre Saint-Chély et le Pont-de-Mongon et, malgré les rigueurs de l'hiver et l'altitude de 1000 mètres, le projet de cette partie de ligne a pu être soumis, le 25 mars suivant, à l'examen de l'Administration supérieure.

§ 5. — Avantages du tracé par les plateaux avec viaduc exceptionnel.

Le tableau suivant résume les avantages que présentait le nouveau tracé sur le tracé précédemment approuvé.

	TRACÉ APPROUVÉ	NOUVEAU TRACÉ	DIFFÉRENCE en faveur du NOUVEAU TRACÉ
	mètres	mètres	mètres
Somme des hauteurs { en montant . .	147,46	88,83	58,57
verticales à racheter { en descendant	289,15	230,14	58,57
Déclivité maxima.	{ en montant . .	0,017	0,002
	{ en descendant	0,019	0,001
Parcours en pente ou rampe maximum	18 919,65	11 927,72	6 991,93
Parcours en palier.	3 957,02	8 264,21	4 307,19
Dépenses d'infrastructure à la charge de l'État.	9 590 512 ^{fr} (*)	6 431 031 ^{fr}	3 159 481 ^{fr}

(*) Estimation antérieure à l'idée du nouveau tracé.

Les deux tracés présentaient l'un et l'autre une longueur de 29^{km},500 environ. Les dépenses de superstructure pouvaient être considérées comme identiques pour les deux tracés et étaient évaluées à 2 850 000 francs.

L'économie accusée dépassait donc 3 000 000 de francs, mais ce chiffre n'indiquait pas l'économie réelle. En effet, l'on sait combien l'exécution des chemins de fer à flanc de coteau, dans des vallées tourmentées, présente d'aléa, et à quels mécomptes donnent lieu, en général, les estimations d'avant-projets établis dans de telles conditions. Sur un terrain aussi accidenté que celui des vallées de Mongon et de l'Arcomie, si dangereux que l'on était souvent obligé d'attacher les opérateurs à des cordes, ceux-ci, au cours des études préliminaires, ne peuvent que difficilement aborder les crêtes et les bas-fonds, de telle sorte que les cotes sont relevées, non pas au point le plus utile, mais à l'endroit le plus commode. Il en résulte que le plan coté mis à la disposition de l'Ingénieur n'est pas la reproduction exacte, mais bien une image adoucie du terrain. D'autre part, il n'est guère possible, dans un avant-projet, de tenir exactement compte des dangers d'éboulement de talus et de glissement de remblais, non plus que des difficultés de fondation.

Les Ingénieurs étaient donc fondés à dire que les estimations d'avant-projet n'ont de réelle valeur que pour comparer des tracés établis dans des conditions analogues, et qu'il convenait de majorer de 4/5 environ l'évaluation de l'avant-projet à flanc de coteau. Ils arrivaient ainsi à une économie de 5 000 000 de francs, chiffre qui, à leurs yeux, était encore au-dessous de la vérité (*).

Ce résultat montre qu'en matière de tracé de chemins de fer, il ne faut rejeter une solution à raison de sa hardiesse qu'après un mûr examen. Il est bien souvent avantageux de localiser la difficulté, et quelquefois un viaduc élevé qui permet de joindre deux plateaux, un long souterrain qui relie deux vallées, sans

(*) Malgré l'augmentation des dépenses du viaduc de Garabit et les modifications coûteuses apportées au tracé, le prix des travaux d'infrastructure entre Saint-Chély et Mongon, grâce aux améliorations apportées, n'ont guère dépassé 7 000 000 de francs. On peut donc dire que les économies prévues ont été réalisées.

que le tracé s'éloigne de leurs thalwegs, constituent des solutions, non seulement excellentes pour l'exploitation, mais encore économiques au point de vue de la construction.

Le tracé par les plateaux se tenait à un niveau généralement plus élevé que le premier tracé; mais la différence de niveau maxima ne dépassait pas 70 mètres, et encore ce chiffre ne se présentait-il qu'au point le plus bas de la ligne. L'expérience démontrait que les vallées voisines, récipients naturels de la neige balayée par le vent sur les plateaux, étaient généralement plus encombrées que les plateaux eux-mêmes. Le nouveau tracé ne présentait d'ailleurs que des tranchées peu nombreuses et en général peu profondes et se trouvait, par suite, au point de vue des encombrements de neige, dans des conditions comparables à celles du tracé rival.

Enfin, sans méconnaître les difficultés d'entretien que présente, après une vingtaine d'années, un ouvrage métallique, il n'est pas douteux que ces difficultés ne soient compensées et au delà par celles que l'on rencontre dans l'entretien de 20 kilomètres de ligne sur un flanc de coteau abrupt.

La *planche 0* donne le plan et les profils en long des deux tracés.

§ 6. — Préliminaires de l'approbation du projet de tracé.

Le projet de tracé par les plateaux a été communiqué à la Compagnie du Midi qui y a donné son adhésion, sous des réserves peu importantes, après un examen approfondi de M. Harlé, directeur des travaux de la Compagnie, à Bordeaux, et de M. Boutillier, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, adjoint à la Direction de la Compagnie, à Paris.

La Compagnie a demandé que la pente maxima fût réduite à 0^m,017 et que l'on ménagât aux abords du viaduc, du côté Marvéjols, un palier de 300 mètres de longueur, permettant d'arrêter les trains avant leur arrivée sur l'ouvrage.

A la date du 14 juin 1879, sur la proposition du Conseil général des Ponts et Chaussées, M. le Ministre des Travaux publics a approuvé

le nouveau tracé, tout en prescrivant de réduire à 0^m,0175 la déclivité maxima, ce qui donnait en partie satisfaction au désir exprimé par la Compagnie du Midi. Plus tard, l'Administration supérieure a décidé qu'un palier serait établi à l'entrée du viaduc du côté Marvéjols.

La décision du 14 juin 1879 approuvait, en même temps que le tracé, l'avant-projet présenté par les Ingénieurs pour le viaduc de Garabit, et les invitait à soumettre à l'Administration un marché de gré à gré pour l'exécution de cet ouvrage par M. Eiffel.

Il importe de faire observer qu'en admettant une exception à la règle générale du concours ou de l'adjudication publique, l'Administration supérieure a affirmé, par le libellé de la décision approbative, qu'elle cédait à des considérations d'ordre majeur. Les raisons invoquées étaient les suivantes :

1^o Les garanties que présentait le constructeur du pont du Douro pour l'établissement d'un ouvrage analogue;

2^o Les pertes de temps qu'entraînerait un concours dans des circonstances où il convenait d'éviter tout retard;

3^o L'influence qu'avait eue sur l'esprit des Ingénieurs le succès du pont du Douro, lorsqu'ils avaient été amenés à concevoir un nouveau tracé dont l'État devait finalement retirer une économie de plusieurs millions.

CHAPITRE II

CONDITIONS PRINCIPALES DU MARCHÉ PASSÉ POUR LA CONSTRUCTION DU VIADUC

§ 7. — **Forme du marché.**

Le projet définitif du viaduc de Garabit a été présenté à l'Administration supérieure le 16 août 1880 ; le marché proposé était, conformément aux prescriptions de la décision ministérielle du 14 juin 1879, un marché de gré à gré. A cette exception près, les clauses du traité étaient identiques à celles qui figurent habituellement dans les contrats passés par le Ministère des Travaux publics.

Le paiement des travaux devait se faire sur série de prix ; les Ingénieurs de l'État avaient la faculté de modifier, en cours d'exécution, les dispositions de l'ouvrage. Les devis et cahier des charges de l'entreprise étaient conformes à ceux que l'Administration avait récemment approuvés pour des ouvrages importants. Enfin, le constructeur était soumis aux clauses et conditions générales imposées aux entrepreneurs de travaux publics.

§ 8. — **Prix.**

Les prix portés au bordereau pour les tôles et fers étaient les suivants :

Tôles et fers pour piles et tabliers	Fr. 0,64
Tôles et fers pour l'arc	0,91

Ces prix élevés tenaient à la difficulté que devait rencontrer l'installation du chantier, à la longueur des transports par voie

de terre et surtout à la hausse extraordinaire qui s'était produite, durant les premiers mois de l'année 1880, dans le cours des fers.

Les prix de maçonnerie étaient analogues à ceux des autres grands ouvrages de la ligne.

Le détail estimatif se résumait comme suit :

DÉSIGNATION DES OUVRAGES	DÉPENSES À L'ENTREPRISE	DÉPENSES EN RÉGIE	DÉPENSE TOTALE
	Fr. c.	Fr. c.	Fr. c.
Parties en maçonnerie.	679 098,87	70 901,13	750 000,00
Parties métalliques	2 266 137,00	83 863,00	2 350 000,00
Ensemble.	2 945 235,87	154 764,13	3 100 000,00

Le traité passé avec M. Eiffel a été approuvé par décision ministérielle du 23 juillet 1880.

CHAPITRE III

DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

§ 9. — Comparaison de l'avant-projet, du projet approuvé en 1880 et du projet exécuté.

L'avant-projet primitif des Ingénieurs, le projet approuvé en 1880 et le projet exécuté présentent en élévation des différences que le tableau suivant fait ressortir :

	AVANT-PROJET	PROJET DE 1880	PROJET EXÉCUTÉ
	mètres	mètres	mètres
Corde de l'arc	160	165	165
Flèche de l'arc.	50	60	52
Hauteur de l'arc à la clef	40	40	40
Hauteur maxima des piles métalliques.	60	61	61
Nombre de travées de la culée Marvéjols à la palée.	4	5	5
Nombre de travées de la culée Neussargues à la palée	2	2	2
Longueur de tablier comprise entre les palées	105	74	74
Hauteur du tablier.	5	5,16	5,16
Portée des travées intermédiaires.	50	55,50	55,50
Portée des travées de rive.	50 — 32,50	51,80	51,80
Nombre des arches en maçonnerie du viaduc Marvéjols	3	3	3
Nombre des arches en maçonnerie du viaduc Neussargues	2	1	1

Ce qui suit rend compte des motifs qui ont amené les changements successifs accusés par le tableau ci-dessus.

L'accroissement qu'a subi, depuis la première étude, la longueur totale de la partie métallique, est dû à plusieurs causes :

La décision approbative de l'avant-projet avait prescrit de supprimer toute courbure dans le tracé sur les parties métalliques. La ligne étant primitivement en courbe sur la dernière travée du côté Neussargues, il a été nécessaire de modifier sa direction à l'emplacement du viaduc, ce qui a notablement augmenté la largeur du vide à franchir. D'autre part, un examen plus attentif du terrain a montré que le sol, sur lequel devait reposer le massif de maçonnerie appelé à supporter la retombée Neussargues de l'arc, était en certains points en surplomb, et les Ingénieurs ont jugé prudent de reporter vers Neussargues l'ensemble du viaduc, de façon à bien asseoir cette partie de l'ouvrage. De là la nécessité d'ajouter une travée du côté Marvéjols et de supprimer, par contre, une arche en maçonnerie du côté Neussargues. La hauteur maxima du viaduc en maçonnerie Marvéjols et du remblai adjacent s'est trouvée ainsi notablement réduite.

Les rotules de l'arc ont été abaissées de 10 mètres, puis relevées de 8 mètres; la forme circulaire adoptée d'abord pour la fibre moyenne de l'arc a été remplacée par une forme parabolique.

C'est à M. Eiffel qu'appartient l'idée d'abaisser les rotules de l'arc et de substituer la forme parabolique à la forme circulaire. L'abaissement des rotules avait pour but de diminuer l'action de renversement que l'arc exerce sur ses culées et surtout de réduire le cube des maçonneries. Cette disposition portait à 60 mètres sous la membrure d'extrados, et à 65 mètres sous la fibre moyenne, la flèche de l'arc qui se rapprochait ainsi du plein cintre. Avec la forme circulaire, l'arc se serait trouvé dans de médiocres conditions de résistance. Une forte charge à la clef aurait pu faire passer la résultante des pressions au delà de l'extrados à la clef et au delà de l'intrados sur les reins ; l'effet inverse se serait produit avec une forte charge sur les reins.

Ces inconvénients étaient supprimés par l'emploi de la forme parabolique et le rapprochement des palées vers la clef de l'arc.

Le rapprochement des palées vers la clef de l'arc est une conséquence de l'adoption de la forme parabolique, car on ne pourrait

sans inconvénient transmettre à l'arc une charge considérable en un point où la courbure de sa fibre moyenne serait faible.

Dans l'étude du projet d'exécution, les Ingénieurs de l'État, frappés des résultats de l'enquête ouverte au sujet du pont de la Tay, ont été conduits à relever les naissances de l'arc pour les placer, comme dans l'avant-projet, au sommet des piles-culées.

Reprenant en effet le calcul de l'arc, en augmentant notablement les valeurs précédemment admises pour les surfaces offertes au vent, ils avaient reconnu que la tendance à l'arrachement pourrait atteindre une valeur inquiétante pour les extrémités de l'arc placées du côté du vent.

Il y avait là un danger d'autant plus sérieux que, par suite des dispositions du terrain, on ne pouvait actionner du côté Neussargues qu'un faible cube de maçonnerie, par les tirants d'amarrages qui tendent à maintenir sur leurs appuis les extrémités de l'arc.

Le relèvement des naissances avait pour résultat de diminuer notablement le moment de renversement de l'arc et, par suite, de réduire la tendance à l'arrachement de ses extrémités, et permettait en outre d'augmenter considérablement le cube de maçonnerie actionné par le tirant d'amarrage de la pile-culée Neussargues.

Malgré ce retour partiel aux dispositions de l'avant-projet, on a conservé à l'arc la forme parabolique qui convient très bien aux arcs de grande hauteur.

Le relèvement des naissances de l'arc avait d'ailleurs pu s'effectuer sans qu'il en résultât une notable augmentation du cube des maçonneries, car la décision approuvative du projet avait prescrit de prolonger jusqu'au sommet des piles-culées les faces des épérons destinés à recevoir les retombées de l'arc.

La crainte de voir les piles renversées par la poussée de l'arche centrale résulte uniquement d'un effet d'optique. En raison du faible poids du métal, les piles-culées du viaduc de Garabit présentent un coefficient de stabilité environ quadruple de celui que l'on admet pour les culées des voûtes en maçonnerie.

Établissement de la voie à l'intérieur du tablier. — Dans l'avant-projet, les rails étaient placés à la partie supérieure du tablier.

M. l'Inspecteur général Croizette-Desnoyers, professeur du cours de ponts à l'École des Ponts et Chaussées, a recommandé de placer la voie à l'intérieur du tablier de manière à empêcher le renversement des wagons par le vent, accident qui s'était produit sur le viaduc de la Sioule.

Cette disposition aurait d'ailleurs l'avantage de limiter les conséquences d'un déraillement, car le train se trouverait enfermé dans une forte cage métallique.

Abaisser ainsi la voie à l'intérieur du tablier, cela revient à augmenter la hauteur totale de l'ouvrage, ce qui entraîne un notable accroissement de dépense. Il importait donc de se limiter à cet égard au strict nécessaire. On s'est donc borné à placer les rails à 1^m,50 au-dessous du sommet des poutres. D'ailleurs, en conservant une hauteur libre de 3^m,50 entre le niveau des rails et le dessous des poutres, on s'est ménagé le moyen d'avoir un bon entretoisement vertical, et d'établir une passerelle longitudinale pour la visite et l'entretien du tablier.

Les Ingénieurs de la Compagnie du Midi ayant jugé que la hauteur de 1^m,50, ménagée entre le sommet des poutres et le niveau des rails, était insuffisante pour le garage des agents, cette hauteur a été portée à 1^m,66, ce qui a conduit à donner aux poutres une hauteur totale de 5^m,16.

L'établissement de la voie à l'intérieur du tablier a obligé de porter à 5 mètres la distance d'axe en axe des poutres principales; mais on ne saurait regretter cet excédent de largeur qui donne au tablier une grande rigidité dans le sens transversal et aura pour effet de limiter les vibrations transversales que l'action du vent imprime aux tabliers établis sur des supports métalliques de grande hauteur.

§ 10. — Comparaison, au point de vue des dispositions générales, du viaduc de Garabit et du pont du Douro.

La flèche de l'arc du viaduc de Garabit a 14^m,50 de plus que celle du pont de Douro. Cette différence est d'une importance considérable au point de vue de l'effet du vent.

Continuité du tablier au-dessus de l'arc. — Les Ingénieurs de l'État ont été conduits à faire passer le tablier, sans aucune modification de sa forme, au-dessus de l'arc du viaduc de Garabit, afin de réduire les vibrations que fera naître dans ce dernier le passage des trains. On parle ici, non pas des grandes vibrations qui s'accusent par l'abaissement et le relèvement alternatifs du sommet de l'arc, mais des vibrations d'ordre secondaire auxquelles chaque pièce est soumise isolément et qui tendent à disloquer les assemblages.

Les observations faites sur un certain nombre de ponts, établis dans le Cantal par la Compagnie d'Orléans, tendent à confirmer cette opinion : que les rivures peuvent être gravement endommagées, au bout d'un petit nombre d'années (de 20 à 25 ans), dans les assemblages qui avoisinent les rails.

Les rivets s'allongent sous l'effet d'une sorte de martelage et le serrage disparaît au point que chaque rivet branle dans son trou. Ces observations ont été faites, sous la direction de M. l'Ingénieur en chef Brière, par M. Doux, chef de section de la Compagnie d'Orléans, à Massiac.

Il s'agit de ponts dans lesquels la voie est établie à la partie supérieure des poutres. On a dû remplacer une partie des rivets dans les régions supérieures et inférieures des tabliers. En quatre années d'entretien et pour quatre tabliers, les nombres de rivets remplacés ont été les suivants :

	POUTRES PRINCIPALES		ATTACHES DU CONTREVENTEMENT	
	PLATES-BANDES SUPÉRIEURES	PLATES-BANDES INFÉRIEURES	SUPÉRIEURES	INFÉRIEURES
Nombre de rivets remplacés	808	22	253	35

On voit combien le nombre des rivets remplacés est plus grand dans le voisinage du passage des trains que dans les parties éloignées.

C'est surtout dans les attaches des latices que la proportion des rivets remplacés est considérable. Pour un des ouvrages, cette proportion a atteint 66 0/0 du nombre total des rivets.

Les trains, sur le viaduc de Garabit, passeront à 3^m,50 au-dessus de l'arc et, par suite, les assemblages de ce dernier se trouveront dans d'excellentes conditions de durée.

La continuité du tablier a d'ailleurs permis, bien que l'idée n'en soit venue que plus tard, de placer la voie entre deux murailles métalliques, ainsi qu'il a été expliqué plus haut, et d'établir une passerelle sur toute la longueur de l'ouvrage.

Enfin, la ligne horizontale non interrompue que forme le tablier au-dessus de ses supports, est d'un effet architectural des plus satisfaisants.

La forme parabolique donnée à l'arc et le rapprochement des palées vers la clef sont deux modifications apportées au type du Douro et justifiées par la grande hauteur de l'arc de Garabit.

Coupure des tabliers horizontaux au droit des palées de l'arc. — Le tablier du viaduc de Garabit est divisé en trois sections indépendantes les unes des autres et désignées sous les noms de tablier Marvéjols, tablier central et tablier Neussargues.

On sait que, si l'on abaisse un des appuis intermédiaires d'une poutre à travées solidaires, on augmente rapidement les moments de flexion dans les parties du tablier qui se trouvent situées au-dessus des appuis voisins. Cet effet se produit encore, mais dans une mesure beaucoup plus faible, lorsqu'on abaisse un appui de rive. Il importait donc de faire jouer à la palée le rôle d'une culée, afin que les abaissements de l'arc n'eussent qu'une influence très restreinte sur le travail des fers.

M. Eiffel, qui a eu l'idée de cette disposition, a pensé encore qu'il y avait lieu de lier, par une solide joue, le tablier central avec les palées, de façon à constituer avec ce tablier, les deux palées et la partie moyenne de l'arc, une clef en quelque sorte indéformable. Les Ingénieurs ont tout d'abord admis cette liaison; mais, en étudiant de plus près la question, ils ont reconnu qu'elle aurait l'inconvénient de soumettre la palée à des efforts considérables, sans réduire d'une manière sensible le travail des fers de l'arc qui a une résistance plus que suffisante. Ils ont donc renoncé à l'attache rigide projetée tout d'abord et l'ont remplacée par un

appui fixe, muni d'une articulation qui laisse une liberté suffisante aux mouvements relatifs du tablier central et des palées. L'arche centrale a repris ainsi son caractère d'arc sans tympan.

Dispositions de détail. — Au pont du Douro, les arbalétriers des piles étaient des caissons complètement fermés, dont il était impossible de visiter et de repeindre l'intérieur. Au viaduc de Garabit, les arbalétriers ne sont fermés que sur trois faces.

Les barres de treillis des grandes faces des piles du pont du Douro étaient constituées par des entretoisements en cornière peu rigides et peu propres à subir un effort de compression. Au viaduc de Garabit, on a employé des caissons à claire-voie d'une très grande rigidité.

Ces nouvelles formes ont été proposées par M. Eiffel.

Les assemblages de l'arc du viaduc de Garabit réalisent sur ceux du Douro, en ce qui concerne le contreventement, de notables améliorations. Les Ingénieurs ont tenu à ce que, partout où cela était possible, les goussets principaux d'attache fussent fixés par deux de leurs côtés ou renforcés par des corbeaux normaux à leur plan, de manière à réduire autant que possible les vibrations auxquelles ils sont soumis.

Amarrage des piles. — Au pont du Douro, les tirants d'amarrage sont verticaux et, comme les arbalétriers des piles sont inclinés, il serait impossible de retirer ces tirants, alors même que l'on ouvrirait une des faces latérales des arbalétriers. Les Ingénieurs de l'État ont pensé qu'il convenait de placer les tirants d'amarrage dans le prolongement des axes des arbalétriers, de façon à pouvoir en tout temps les retirer, les repeindre et au besoin les remplacer.

§ 11. — Description détaillée de l'ouvrage.

Nous allons donner maintenant une description détaillée de l'ouvrage tel qu'il a été construit.

Il serait trop long et très difficile de faire la part de chacun dans le choix de chacune des dispositions.

Les formes générales de l'ouvrage, peu différentes de celles que présentait l'étude primitive des Ingénieurs, ont été arrêtées par eux

sous la direction de M. l'Inspecteur général de Boisanger, en tenant compte des modifications indiquées plus haut qui leur ont paru les plus heureuses parmi celles que M. Eiffel leur avait proposées.

Les dessins de détail des maçonneries ont été préparés dans les bureaux des Ingénieurs de l'État. Les détails des fers, étudiés dans les bureaux de M. Eiffel, ont fait l'objet de dessins d'exécution que les Ingénieurs ont examinés, et auxquels ils ont apporté, dans la mesure qui leur a paru utile, des modifications tendant soit à réduire le poids du métal, soit à accroître la solidité des pièces et la rigidité des assemblages.

§ 12. — Description des tabliers.

Les tabliers franchissent un vide de 448^m,63. Ce chiffre se décompose comme il suit :

1° Intervalle entre la culée Marvéjols et le tablier	0 ^m ,250
2° Longueur du tablier Marvéjols	270 ^m ,340
3° Intervalle entre l'extrémité du tablier Marvéjols et le tablier central	0 ^m ,100
4° Longueur du tablier central	73 ^m ,920
5° Intervalle entre l'extrémité du tablier central et le tablier Neussargues	0 ^m ,100
6° Longueur du tablier Neussargues.	103 ^m ,840
7° Intervalle entre l'extrémité du tablier Neussargues et la culée Neussargues.	0 ^m ,100
TOTAL.	<u><u>448^m,650</u></u>

Le tablier Marvéjols est composé comme il est indiqué ci-dessous :

Deux travées de rive de 51 ^m ,80 de portée, constituées chacune par 14 panneaux de 3 ^m ,70 et donnant ensemble une longueur de	103 ^m ,600
Trois travées intermédiaires de 55 ^m ,500, constituées chacune par 15 panneaux de 3 ^m ,700 et présentant ensemble une longueur de	166 ^m ,500
Un panneau plein sur la culée Marvéjols, longueur	0 ^m ,240
TOTAL.	<u><u>270^m,340</u></u>

Le tablier central est composé de la façon suivante :

Trois travées égales de $24^m,64$, comprenant chacune 6 panneaux de $4^m,106$ et donnant une longueur totale de $73^m,920$

Le tablier Neussargues est composé comme il suit :

Deux travées égales de $51^m,80$ comprenant chacune 14 panneaux de $3^m,700$, comme les travées extrêmes du tablier Marvéjols, et donnant ensemble une longueur de $103^m,600$
 Un panneau plein sur la culée Neussargues, longueur $0^m,240$

TOTAL. $103^m,840$

Poutres principales. — Les tabliers se composent tous de deux poutres principales, d'une hauteur hors cornières de $5^m,16$, distantes de 5^m d'axe en axe. La *figure 1* indique la coupe de la partie constante de ces poutres.

Des semelles supplémentaires ont été ajoutées partout où cela a été nécessaire pour limiter à 6 kilog. par centimètre carré le travail des fers.

L'âme des poutres est composée de barres de treillis et de montants établis dans le système du croisillon simple.

Les barres de treillis des tabliers Marvéjols et Neussargues se composent d'une semelle et d'une âme reliées par deux cornières (*fig. 2*).

Ces pièces ont des dimensions différentes, suivant leur position dans les tabliers; elles ont été calculées de telle sorte que le travail des fers ne dépasse en aucun point 6 kilog. par centimètre carré.

Dans le tablier central, les barres de treillis sont réduites à une âme et à deux cornières et aucune semelle supplémentaire n'a été ajoutée à la section courante des poutres. Malgré cela, ce tablier se trouve placé, à raison de la faible portée de ses travées, dans des conditions exceptionnelles de solidité. De même que dans les tabliers Marvéjols et

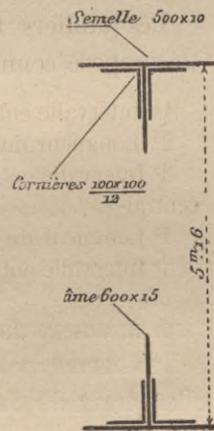


Fig. 1.



Fig. 2.

Neussargues, un déraillement, à moins de circonstances tout à fait malheureuses, n'entraînerait pas la ruine de l'ouvrage.

Les montants sont composés de deux cornières de $\frac{100 \times 100}{12}$, d'une âme de largeur variable ayant 8 mill. d'épaisseur et de deux cornières bordures de $\frac{70 \times 70}{8}$, s'arrêtant au niveau supérieur de l'entretoise.

Les panneaux pleins ont des formes variables qui sont indiquées par les dessins du tablier (*pl. VII*). Les fers de ces panneaux ne travaillent, en aucun point, à plus de 5 kilog. par millimètre carré dans leur partie inférieure et à plus de 2^{kg},50 sur la presque totalité de leur hauteur.

Ossature de la voie. — Les pièces de pont (*fig. 5*) ont 0^m,70 de hauteur et sont composées d'une âme de 8 mill. d'épaisseur et de quatre cornières de $\frac{70 \times 70}{7}$.

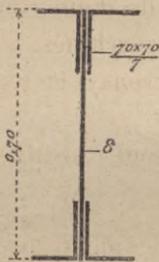


Fig. 3.

Elles sont attachées, à leurs deux extrémités, aux montants verticaux et portent en leur milieu sur deux contrefiches composées chacune de deux cornières de $\frac{80 \times 80}{10}$. Ces contrefiches ont pour effet de reporter directement sur les membrures inférieures des poutres une partie des efforts.

Des barres inclinées en sens inverse des contrefiches forment avec elles croix de Saint-André et donnent ainsi un très solide entretoisement vertical qui sert d'appui à la passerelle longitudinale. Ces barres sont composées chacune de deux cornières de $\frac{70 \times 70}{8}$.

La hauteur hors cornières des poutres se décompose comme il suit :

Hauteur des pièces de pont	0 ^m ,70
Distance verticale entre le dessous des pièces de pont et la semelle inférieure.	2 ^m ,568
Distance verticale entre le sommet des pièces de pont et le sommet du rail.	0 ^m ,232
Distance verticale entre le sommet du rail et le dessous de la semelle supérieure	<u>1^m,660</u>
TOTAL.	<u>5^m,160</u>

Longerons et contreventement horizontal. — Cinq cours de longerons règnent sur toute la longueur du tablier. Ces longerons sont composés d'une âme de 550×7 et de quatre cornières de $\frac{90 \times 90}{10}$ pour les tabliers Marvéjols et Neussargues (fig. 4) et de $\frac{90 \times 90}{13}$ pour le tablier central.

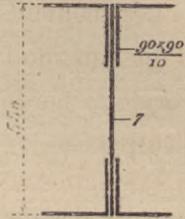


Fig. 4.

Le contreventement inférieur est constitué par deux barres composées chacune de deux cornières de $\frac{80 \times 80}{70}$ et formant une croix de Saint-André sur la longueur de deux panneaux.

Voie et platelage. — La voie est établie sur un plancher à peu près jointif de fers Zorès pesant 19 kilog. au mètre courant. Quatre cours longitudinaux de fers Zorès divisent en deux l'intervalle compris entre les cours de longerons et achèvent de donner au plancher une solidité qui le rend impénétrable aux machines.

L'attache des fers Zorès transversaux sur les longerons et les fers Zorès longitudinaux est indiquée sur la *planche IV*.

Les rails sont établis sur traverses. Les trottoirs sont constitués par des planchers en bois cloués sur des blochets.

Rivets. — On a employé des rivets de 22 mill pour les membrures des poutres, pour les attaches des treillis, des montants et du contreventement horizontal; des rivets de 20 mill. pour les pièces de pont, les longerons, les pièces de l'entretoisement vertical et leurs attaches; des rivets de 18 mill. pour assembler entre elles les pièces composant les barres de treillis et celles du contreventement horizontal et pour les attaches de la passerelle.

Les nombres de rivets employés pour les attaches des barres de treillis sont les suivants :

Tabliers Marvéjols et Neussargues :

Barres n° 1.	37 rivets de 22.
— n° 2.	31 —
— n° 3.	29 —
— n° 4.	26 —
— n° 5.	22 —
— n° 6.	17 —

Tablier central :

Barres n° 1.	17 rivets de 22.
— n° 2.	14 —
— n° 3.	9 —

Les attaches du contreventement horizontal présentent 6 rivets de 22 millimètres.

Les trous de rivets ont un diamètre supérieur de 4 mill. à celui des rivets, de telle sorte que les sections définitives des rivets présentent les diamètres 23 mill., 21 mill., 19 millimètres.

Les épaisseurs à river ont exceptionnellement atteint le chiffre de 0^m,085 pour des rivets de 22 mill. Il est préférable de se tenir, autant que possible, au-dessous de ce chiffre.

La division de rivure est de 0^m,127 pour les plates-bandes.

Appuis. — Les tabliers Marvéjols et Neussargues reposent sur les grandes piles par l'intermédiaire d'appuis fixes et articulés en fonte; sur les autres piles, par l'intermédiaire d'appuis en acier à cinq rouleaux; sur les culées et les palées, par des appuis en fonte à trois rouleaux.

On a admis dans les calculs que les rouleaux étaient en contact avec la plaque de roulement sur 2 degrés de leur circonférence, et, dans cette hypothèse, on a trouvé que pour les appuis mobiles sur piles, qui sont les plus chargés, la pression par millimètre carré ne dépassait pas 22 kilogrammes.

Les intervalles ménagés pour la dilatation entre les culées et les extrémités des tabliers, et entre les extrémités de deux tabliers consécutifs sur les palées, sont plus que suffisants. En général, en effet, on admet qu'il faut donner 4 mill. de jeu par mètre courant de tablier, ce qui correspond environ à une variation de température de $\pm 40^\circ$, en admettant 0,000012 pour le coefficient de dilatation du fer.

Poids des tabliers. — Les poids par mètre courant de tablier, après exécution et y compris le platelage, sont les suivants :

Tablier Marvéjols	$\frac{832\ 889}{270,34} = 3\ 081^{\text{kg}}$	Tablier central	$\frac{196\ 542}{73,92} = 2\ 659^{\text{kg}}$
Tablier Neussargues	$\frac{325\ 948}{103,84} = 3\ 110^{\text{kg}}$		

§ 13. — Description des piles métalliques.

Dispositions générales. — Dans le projet approuvé en 1880, on avait donné à toutes les piles la forme d'un tronc de pyramide ; les axes des quatre arbalétriers supposés prolongés se rencontraient en un même point. On avait ainsi observé une règle d'architecture suivie par M. Nordling et qui consiste à éviter les lignes divergentes dans la structure des supports verticaux.

Toutefois, lorsqu'on a décidé de relever les naissances de l'arc, on a augmenté dans le sens transversal le fruit des deux grandes piles qui l'encadrent, sans modifier leur aspect en élévation, ce qui a fait disparaître leur forme de tronc de pyramide. L'œil n'est nullement choqué de la divergence des lignes et l'on peut à cet égard se laisser une assez grande liberté.

On a donné aux faces des grandes piles le même fruit qu'à celles de l'arc, de manière à harmoniser les dispositions de la partie centrale de l'ouvrage.

Les grandes piles 4 et 5, composées de 6 étages, présentent une hauteur totale de 60^m,736. Ce chiffre s'établit de la façon suivante :

Hauteur du couronnement supérieur	0 ^m ,7180
Hauteur du premier étage	9 ^m ,4660
5 étages de 9 ^m ,9316 de hauteur	49 ^m ,6580
Hauteur entre l'axe de la dernière entretoise et le sommet de la maçonnerie	0 ^m ,8940
	<hr/>
HAUTEUR TOTALE	60 ^m ,7360
	<hr/> <hr/>

Leurs couronnements présentent en plan la forme d'un rectangle dont les côtés ont des longueurs de 5 mètres et 2^m,333, mesurées d'axe en axe des arbalétriers.

Le fruit de leurs grandes faces est de 0,03880 et celui de leurs petites faces est de 0,11088 comme celui des fermes de l'arc.

Il en résulte que les dimensions de la base de chacune de ces piles sont 18^m,31 et 7 mètres.

Le tableau suivant donne les dimensions principales des autres piles désignées par les n^{os} 1, 2 et 3.

	PILE 1	PILE 2	PILE 3
	mètres	mètres	mètres
Hauteur du 1 ^{er} panneau.	9,7594	9,7594	9,7594
— 2 ^e —	9,9586	9,9586	9,9586
— 3 ^e —	3,1868	9,9586	9,9586
— 4 ^e —		5,1785	9,9586
— 5 ^e —			9,9586
Distance verticale entre l'axe de la dernière entretoise et la maçonnerie.	0,8896	0,8896	0,8896
Hauteur de la pile, non compris le couronnement	23,7944	35,7447	50,4834
Hauteur du couronnement	0,7180	0,7180	0,7180
Hauteur totale.	24,5124	36,4627	51,2014

Les couronnements de ces piles sont semblables à ceux des piles 4 et 5.

Pour toutes ces piles, le fruit des grandes faces est de 0,03860 et celui des petites faces de 0,08270.

Il en résulte pour les dimensions des bases des piles les chiffres suivants :

Pile n° 1.	4 ^m ,170	sur	8 ^m ,936
— n° 2.	5 ^m ,093	—	10 ^m ,913
— n° 3.	6 ^m ,230	—	13 ^m ,351

On remarquera que les panneaux inférieurs des piles 1 et 2 sont de moindre hauteur que les panneaux courants.

Cela tient à ce qu'on a voulu prendre le même chiffre pour la hauteur des panneaux intermédiaires des trois piles.

Cette disposition est d'un aspect fâcheux; elle est défectueuse au point de vue théorique, en ce qui concerne la résistance, et l'on fera bien de l'éviter.

Couronnements. — Les couronnements de toutes les piles sont composés, dans la petite face, de deux poutres pleines de 0^m,70 de hauteur, fortifiées et réunies par des semelles de 1^m,00 de largeur.

Dans les grandes faces, les semelles sont remplacées par un treillis.

Le cadre formé par le couronnement est rendu indéformable par un contreventement horizontal à double croix de Saint-André.

Arbalétriers. — Les arbalétriers des piles présentent une section constante indiquée par la *figure 5*.

Les âmes et les semelles ont une épaisseur de 9 millimètres.

Les cornières sont de $\frac{100 \times 100}{10}$.

Les cornières-bordures B sont entretoisées par un treillis de cornières.

Des semelles supplémentaires ont été ajoutées partout où cela a été jugé nécessaire.

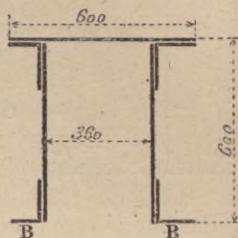


Fig. 5.

Treillis. — On peut considérer chaque pile comme composée de deux fermes constituées chacune par deux arbalétriers et une âme en treillis. Chacune de ces fermes correspond à ce que l'on a appelé une grande face de pile.

L'âme est constituée par des barres de treillis formant croix de Saint-André et par des entretoises horizontales.

Toutes ces pièces sont des caissons à claire-voie, ayant la section indiquée par la *figure 6*.

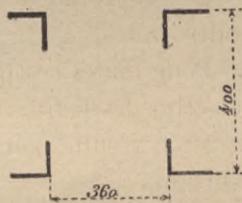


Fig. 6.

Les cornières d'angles sont de $\frac{70 \times 70}{9}$ pour les barres de treillis et de $\frac{70 \times 70}{8}$ pour les entretoises horizontales.

Ces cornières sont reliées sur chaque côté du caisson par un treillis en fer plat de 60×7 pour les faces verticales et de 70×8 pour les autres. Le treillis de ces dernières faces compte un nombre de mailles moitié de celui des côtés verticaux.

Treillis des petites faces. — Le treillis des petites faces est composé de barres formant croix de Saint-André et présentant la section indiquée par la *figure 7*.

Chaque panneau a deux de ces croix, sauf les panneaux inférieurs des piles 1 et 2 qui n'en ont qu'une.

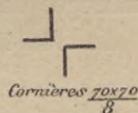


Fig. 7.

Outre ces barres inclinées, des entretoises horizontales placées aux points de séparation des divers étages, relient les arbalétriers

dans les petites faces. Ces entretoises sont composées de quatre cornières formant poutre au moyen d'un treillis de fers plats (*fig. 8*).

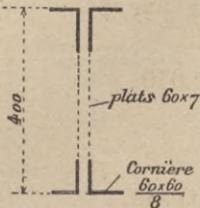


Fig. 8.

Les fers plats sont de 60×7 et les cornières de $\frac{60 \times 60}{8}$.

Contreventement horizontal et échelles. — Le contreventement horizontal comprend, pour chaque étage, outre les entretoises horizontales des grandes et petites faces, de grandes pièces formant croix de Saint-André et présentant la section indiquée par la *figure 9*.

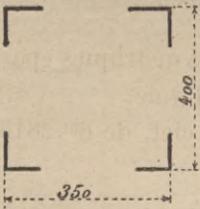


Fig. 9.

Les cornières d'angle de $\frac{70 \times 70}{8}$ sont reliées dans chaque face par un treillis en fers plats de 60×7 .

La rigidité du contreventement est accrue par la présence de deux lisses verticales régnant sur toute la hauteur de la pile et composées chacune de deux cornières.

Ces lisses, reliées aux goussets centraux d'attaches, sont entretoisées de distance en distance et servent de pivot et de soutien à une échelle en hélice destinée à permettre la visite et l'entretien de chaque pile.

Les deux lisses verticales portent à leur base sur une poutre métallique reposant par ses extrémités sur la maçonnerie.

Amarrages. — Chaque arbalétrier est amarré au moyen d'un tirant qui pénètre dans la maçonnerie et actionne, par l'intermédiaire d'une clavette, un sommier placé dans une galerie que l'on a ménagée dans les petites faces de chacun des soubassements.

Le diamètre des tirants d'amarrage est de 100 mill. pour les piles 1 et 2, 120 mill. pour la pile 3 et 100 mill. pour les piles 4 et 5.

Rivure. — On a employé des rivets de 0^m,022 pour les arbalétriers et des rivets de 0^m,020 et 0^m,018 pour les pièces secondaires.

La division de rivure sur les arbalétriers est de 125 millimètres.
La longueur d'arbalétrier mesurée suivant son axe pour un étage courant est de 10^m,00.

L'épaisseur maxima rivée à 22 mill. a été de 0^m,070.

§ 14. — Description de l'arche centrale.

Dispositions générales. — L'arc du viaduc de Garabit a une corde de 165 mètres, une flèche d'intrados de 51^m,858, une hauteur à la clef de 10 mètres; par suite la flèche de la fibre moyenne est de 61^m,858.

Il est constitué par deux fermes planes et symétriques par rapport au plan vertical qui passe par l'axe de la voie.

L'écartement de ces fermes est à l'intrados, à la clef, de 6^m,2815 et aux naissances de 20 mètres.

Le fruit de chaque ferme est donc de 0^m,11088.

Chaque ferme a la forme d'un croissant, sa largeur en élévation allant en diminuant de la clef vers les naissances où elle se termine par une rotule. Sa fibre moyenne est un arc parabolique.

Chaque ferme se compose essentiellement de deux nervures principales, que l'on a appelées membrures de l'arc, reliées entre elles par une âme en treillis formée de croix de Saint-André et de montants verticaux. Cette âme est pleine dans le voisinage des rotules; un fer à U marque la fibre moyenne de l'arc.

Les deux fermes sont reliées entre elles par un contreventement d'intrados, par un contreventement d'extrados et par des panneaux verticaux d'entretoisement qui sont établis au droit de chaque montant.

Le nombre des montants est de 26 pour une ferme entière, ce qui correspond à 27 panneaux en élévation.

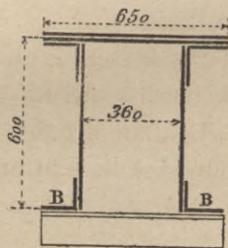


Fig. 10.

Membrures. — Les membrures sont des caissons ouverts sur une face; leur section est indiquée par la fig. 10.

L'épaisseur des âmes est de 0^m,012; celle des semelles est variable de même que leur nombre; l'épaisseur maxima des semelles est de 0^m,017 et leur épaisseur minima de 0^m,010.

Les cornières d'attache des âmes et des semelles sont de $\frac{100 \times 100}{12}$.

Les cornières bordures B de $\frac{120 \times 80}{10}$ sont entretoisées par un treillis de cornière.

Pour les panneaux de 2 à 8 inclusivement, chaque âme est composée de deux feuilles de 0^m,012. Cette disposition a pour effet de réduire les épaisseurs de semelles à river; elle est d'ailleurs

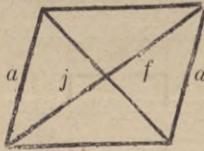


Fig. 11.

très bonne au point de vue de la solidité, car elle procure de très solides attaches pour les treillis et, de plus, prévient les dangers qui pourraient survenir dans le cas où une tôle d'âme présenterait un défaut de soudure.

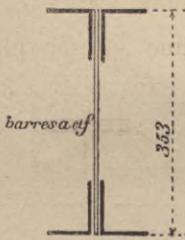


Fig. 12.

Treillis et montants verticaux. — La figure 11 représentant un panneau, les barres *f* sont assemblées à l'intérieur des membrures, de même que les montants verticaux *a*. Les barres *j* sont assemblées extérieurement aux membrures.

Les sections des barres *a*, *f* et *j* sont indiquées par les figures 12 et 13.

Les cornières qui composent ces barres sont de $\frac{140 \times 90}{\text{variable}}$; les fers plats qui en forment l'âme en treillis sont de 30 × 7.

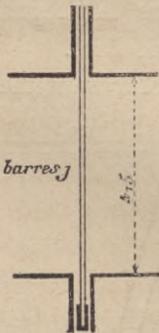


Fig. 13.

Les barres *a* et *f* s'attachent aux membrures au moyen de goussets de 7 mill. d'épaisseur placés d'un même côté.

Les barres *j* s'attachent, du côté opposé, par un gousset de même épaisseur.

Dans les parties où l'âme des membrures est simple, la largeur entre cornières des barres *j* est de 391 millimètres.

Le fer à U qui est établi suivant la fibre moyenne est de

$$220 \times 70 \times 10.$$

Contreventement. — Le contreventement est composé du même nombre de panneaux que la ferme. Les panneaux de 1 à 9 sont à double croix de Saint-André ; ceux de 10 à 14 sont à simple croix.

Les sections des barres de contreventement sont représentées par les *figures 14* et *15* qui s'appliquent : la première à toute la partie à double croix, la seconde à toute la partie à simple croix.

Les cornières d'angle, de section variable, sont entretoisées dans chaque face par un treillis de fers plats de 60×7 .

Les panneaux de contreventement sont limités par des entretoises horizontales placées au droit de chaque montant.

Ces entretoises (*fig. 16*) sont composées de quatre cornières formant poutre avec une âme en fer plat de 60×7 . Leur hauteur, variable d'un point à l'autre de l'arc, est commandée par les conditions dans lesquelles pour chaque panneau se fait l'attache des contreventements.

Cette attache a été opérée au moyen de grands goussets coudés C préparés à la forge et fixés sur les cornières des entretoises horizontales au moyen de couvre-joints *c*.

Ces attaches sont de deux sortes : les unes se font aux extrémités des entretoises, les autres en leur milieu.

Les premières (*fig. 17*) ont pour objet de transmettre la résultante des efforts de deux barres de contreventement *a* et *b* à l'entretoise *E* qui les transmet elle-même à la membrure par son gousset vertical d'attache. Afin que ce gousset vertical ne pût pas fléchir, on a, dans les panneaux 1 à 9, relié les grands goussets d'attache des contreventements à la membrure qui reçoit ainsi directement la plus grande partie des efforts.

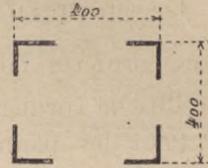


Fig. 14.



Fig. 15.

à une âme en fer plat

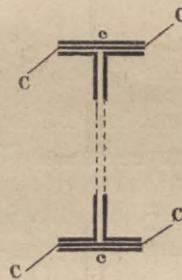


Fig. 16.

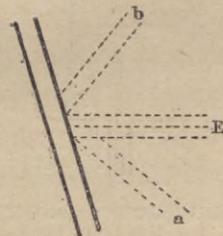


Fig. 17.

Les attaches opérées au milieu des entretoises (*fig. 18*) ont été combinées de manière à transmettre aux barres E et F, sans emprunter le secours de l'entretoise, l'effort normal à cette dernière, qui résulte de la décomposition de la résultante des tensions des deux barres C et D placées de l'autre côté de l'entretoise.

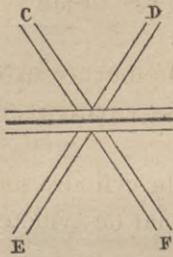


Fig. 18.

Ce résultat a été atteint en plaçant des corbeaux en tôle entre les grands goussets et l'âme de l'entretoise. On a ainsi obtenu un assemblage à peu près indéformable.

Entretoisement vertical. — Outre les entretoises horizontales, dont il vient d'être parlé, l'entretoisement se compose de barres inclinées (*fig. 19*), composées de cornières de $\frac{80 \times 80}{10}$

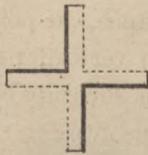


Fig. 19.

reliées de distance en distance par de petites fourrures rectangulaires placées dans deux plans perpendiculaires.

Les dispositions des panneaux d'entretoisement sont très variables. Ils sont disposés de manière à bien soutenir le milieu des entretoises horizontales, toutes les fois que ce point présente une attache de contreventement (Voir *planches XXIII et XXIV*).

Entretoise culée. — Une puissante entretoise à deux âmes (*fig. 20*) reçoit les dernières attaches des contreventements d'extrados et d'intrados qui se réunissent sur elle ; combinée avec les panneaux pleins de retombée, elle constitue une culasse d'une très grande solidité.

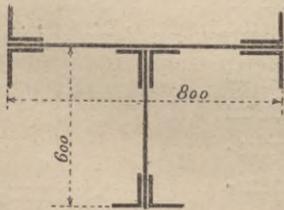


Fig. 20.

Panneaux pleins et rotules. — Près de la retombée, l'âme de chaque ferme est pleine. Cette âme se compose de deux flasques en tôle reliées entre elles, suivant la fibre moyenne, par une forte poutrelle en treillis et renforcée extérieurement de cornières. Vers le milieu de ce panneau, les semelles d'extrados et

d'intrados, à l'exception d'une par groupe, sont coudées brusquement et convergent vers la partie centrale de la rotule. Les deux semelles non coudées servent de cadre à deux oreilles, et chacune des branches de la rotule est saisie entre une de ces oreilles et un paquet de semelles.

La partie de la rotule qui porte sur l'appui a été tournée extérieurement suivant une surface cylindrique à base circulaire de 301 millimètres de rayon.

Lorsque la rotule est en place, les génératrices du cylindre sont horizontales et perpendiculaires au plan longitudinal de symétrie de l'arc.

La partie de la rotule qui a été tournée, s'appuie sur un cylindre creux de 340 millimètres de rayon, établi dans un coussinet en acier qui est porté par l'appui de retombée.

La face intérieure de la rotule prolonge exactement la face intérieure du panneau plein. La face extérieure est coupée, au point où la rotule pénètre dans le coussinet, par un plan vertical perpendiculaire aux génératrices du cylindre, de telle sorte qu'elle puisse prendre un petit mouvement de rotation sans presser sur l'épaulement du coussinet.

Appuis de retombée. — L'appui de retombée est en acier; il se compose de deux parties symétriques fortement boulonnées entre elles. Cet appui a été muni de solides nervures et ses angles sont bien renforcés; on n'a pas craint de donner un excès de solidité à une pièce aussi importante.

Il repose sur les maçonneries par l'intermédiaire d'un matelas de plomb et est armé d'un talon qui pénètre dans une rainure ménagée au sein de la pierre de taille. Ce talon a pour but d'empêcher l'appui, alors même qu'il ne serait pas pressé par l'arc, de glisser sur sa base en maçonnerie.

Amarrage de l'arc. — Deux tirants de 90 mill. de diamètre, attachés par l'intermédiaire d'un coussinet aux extrémités de l'entretoise de culée, pénètrent dans les maçonneries, où ils sont clavetés sur un sommier en tôle et fer.

Palées. — La structure des palées est analogue à celle des piles et il est inutile d'en donner une description spéciale. Leurs arbalétriers sont coudés, en élévation, aux points où ils rencontrent l'arc et sont appliqués sur les faces intérieures des montants qui encadrent le panneau 9.

Les conditions de cette attache résultaient du désir que l'on avait de faire pénétrer les arbalétriers dans l'arc sans avoir à les couder dans la vue transversale, et commandaient l'écartement donné aux plans des deux fermes.

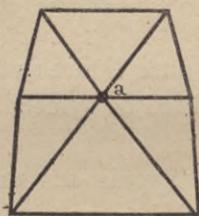


Fig. 21.

Par suite d'une erreur dont on ne s'est pas aperçu assez tôt, on a dû donner à ces arbalétriers un léger coude. Des entretoises horizontales *a* (fig. 21) ont été ajoutées en cours d'exécution, afin d'atténuer le fâcheux effet de ce coude pour l'aspect et pour la solidité.

Sommiers d'appui aux montants 12. — Des sommiers transversaux établis au-dessus des montants 12 supportent le tablier central.

Rivure. — Tous les rivets de l'arc proprement dit sont de 22 millimètres; il faut en excepter les rivets servant à l'attache des petits treillis en fer plat de 60 mill., qui n'ont que 18 mill., et les rivets fixant la rotule à la retombée qui ont 25 millimètres.

Les entretoisements et les contreventements ont des rivets de 22 mill. pour l'attache des cornières sur leurs goussets, quand les cornières ont plus de 70 mill., et des rivets de 20 mill. pour les cornières de 70.

L'épaisseur maxima de rivure pour les rivets de 22 a été de 0^m,115, et de 0^m,156 pour les rivets de 25. Nous ferons connaître plus loin les précautions que l'on a prises pour effectuer dans des conditions satisfaisantes ces dernières rivures.

La division courante des rivets dans les membrures a été de 0^m,125.

Le nombre des rivets qui attachent la rotule à la retombée serait suffisant pour transmettre à l'appui les poussées maxima, alors même que les semelles ne porteraient pas sur le plan supé-

rieur de la rotule. Toutefois, les extrémités de ces semelles ont été rabotées avec le plus grand soin, de manière à assurer un contact aussi parfait que possible.

Pour les attaches des treillis, on a été amené à réduire exceptionnellement à 7 centimètres l'espace des rivets d'axe en axe, mais seulement en des points où les membrures présentaient une âme double.

Les dessins de l'album (*pl. XIII à XXXVII*) complètent la description qui précède.

§ 15. — Description des maçonneries.

Viaducs aux abords. — Le viaduc Marvéjols présente trois arches de quinze mètres d'ouverture, et le viaduc Neussargues une seule arche de même ouverture.

La hauteur maxima du viaduc Marvéjols, comptée du niveau des rails à la surface supérieure des massifs de fondation, est de 27^m,58, et celle du viaduc Neussargues est de 31^m,25.

La longueur des parapets du viaduc Marvéjols est de 70^m,09 et celle du viaduc Neussargues est de 45^m,92.

La largeur des piles ordinaires aux naissances, en élévation, est de 3 mètres ; leurs faces présentent dans chaque sens un fruit de 0^m,02.

Les piles qui reçoivent l'extrémité du tablier métallique ont aux naissances une largeur totale, en élévation, de 6^m,80 se décomposant comme il suit :

Pied-droit de la voûte adjacente.	1 ^m ,50
Contrefort.	3 ^m ,50
Pied-droit portant l'extrémité du tablier	1 ^m ,80
TOTAL.	<u>6^m,80</u>

Les pieds-droits de la voûte et du tablier présentent sur toutes les faces des fruits de 0^m,02. Le contrefort a un fruit de 0^m,01 en élévation et de 0^m,04 dans la coupe transversale.

Les pile-culées sont évidées par un puits vertical de 3 mètres de diamètre.

La largeur entre garde-corps est de 6 mètres dans la partie

courante; cette largeur atteint 6^m,60 sur les contreforts. Le chiffre exceptionnel de 6 mètres a été déterminé par les nécessités du lançage du tablier et du montage de l'arc. En effet, pendant ce montage, une partie du tablier a reposé sur les maçonneries.

Le sommet du pied-droit du tablier a une largeur transversale de 7 mètres.

Les bandeaux sont dans le plan des pieds-droits; les tympans sont parallèles à ce plan et en retraite de 0^m03. Il en est de même des faces de la culée vue en élévation; de telle sorte que le bandeau de la première voûte est en saillie de 0^m,03 sur cette face.

Les pierres d'angle sont toutes dans le plan des surfaces auxquelles elles appartiennent, sans saillie aucune.

Les voûtes ont 0^m,80 d'épaisseur à la clef et 1^m,60 au joint de rupture. Les tympans sont évidés et remplis par du remblais rocheux rangé à la main. La chape est directement posée sur les voûtes; elle se compose d'une couche de mortier de 0^m,035 d'épaisseur, recouverte d'un enduit en asphalte de 0^m,015 d'épaisseur. Les eaux s'écoulent par des gargouilles pénétrant dans les reins de la voûte et présentant une forte saillie sur la douelle.

Les culées ont 4 mètres de largeur aux naissances; elles sont évidées par des voûtes transversales. Les dispositions spéciales de la culée Neussargues ont eu pour objet de permettre au constructeur d'employer pour l'amarrage du tablier, pendant le montage de l'arc, des câbles ayant servi au pont du Douro. Ce sont encore les conditions de l'amarrage qui ont conduit à donner une grande largeur aux massifs des culées.

Des trous ont été ménagés dans les maçonneries des culées pour le passage des câbles d'amarrage.

La plaque qui supporte les rouleaux des appuis du tablier sur les culées est liée à la maçonnerie par un talon qui pénètre dans une rainure ménagée dans la pierre de taille.

Les matériaux employés dans l'exécution de ces viaducs sont les suivants :

L'emploi de la pierre de taille est limité à la corniche et au bahut des parapets.

Les bandeaux des voûtes, ainsi que les angles des piles, des culées et des contreforts, sont en moellons smillés et le surplus des parements en moellons tétués.

Une double ciselure, régissant tout le long des arêtes saillantes du moellon smillé, les accuse nettement.

Les maçonneries intérieures sont uniquement en moellons ordinaires; toutefois, les moellons des voûtes ont été arrasés normalement à l'intrados.

Les moellons ordinaires proviennent de carrières de schiste et gneiss voisines de l'ouvrage.

Les moellons tétués et smillés, ainsi que la pierre de taille, proviennent des carrières de granit de La Garde, situées à une dizaine de kilomètres du viaduc.

La chaux du Teil a été employée pour toutes les maçonneries. Le sable a été tiré du lit de la Truëyre. Le mortier a été composé de 350 kilog. de chaux pour un mètre cube de sable;

Soubassements des piles 1, 2 et 3. — Ces soubassements ont, en coupe horizontale, la forme de rectangles évidés; les parements intérieurs sont verticaux; leurs grandes faces extérieures ont un fruit de 0^m,04 et leurs petites faces un fruit de 0^m,07.

Les épaisseurs de maçonneries aux sommets de ces piles sont indiquées dans le tableau suivant :

Pile n° 1 .	Petites faces :	2 ^m ,90	Grandes faces :	4 ^m ,30
— n° 2 .	—	3 ^m ,00	—	4 ^m ,40
— n° 3 .	—	3 ^m ,20	—	4 ^m ,60

Des pans coupés raccordent les parements intérieurs.

Des puits de 0^m,20 de diamètre, établis suivant le prolongement des axes des arbalétriers des piles métalliques, et garnis de tuyaux en fonte, livrent passage aux tirants d'amarrage.

Les sommiers d'amarrage sont placés dans des voûtes de 1 mètre de largeur et de 1 mètre de hauteur sous clef.

Des voûtes de même largeur et de 0^m,90 de hauteur sous-clef, ayant accès sur l'évidement intérieur des soubassements, permettront de visiter les amarrages.

Des couronnements en pierre de taille de 0^m,50 de hauteur règnent au sommet de ces ouvrages. Les macarons destinés à supporter les arbalétriers des piles métalliques sont des blocs de granit d'un seul morceau, de 1^m,60 de côté et 0^m,50 de hauteur, posés sur un lit de mortier fin de Portland. Aucun de ces blocs ne s'est fissuré sous le poids des piles chargées.

Les angles des soubassements sont en moellons smillés, ciselés à leur arête saillante ; le surplus des parements vus est en moellons tétués.

Les faces supérieures et intérieures de ces massifs ont été rejointoyées avec du mortier auquel on avait mélangé 2 kilog. de goudron par sac de chaux, afin d'empêcher la pénétration de l'eau dans les maçonneries.

Soubassements des piles 4 et 5. — Ces soubassements, vus dans le sens transversal, apparaissent comme des arches de 12 mètres d'ouverture soutenues par des pieds-droits ayant 7^m,50 environ d'épaisseur aux naissances et présentant un fruit intérieur de 0^m,02 et un fruit extérieur de 0^m,12. L'épaisseur totale des maçonneries à la clef, y compris le couronnement, est de 3 mètres. Les tympans de la voûte sont pleins.

Ces soubassements ont au sommet 25 mètres de longueur sur 11^m,78 de largeur ; ils ont à la fois pour rôle de porter les piles métalliques 4 et 5 et de servir d'appui aux retombées de l'arc. Ils présentent pour l'amarrage des piles des dispositions analogues à celles des soubassements 1, 2 et 3.

L'appui en acier de l'arc est posé sur un massif de pierres de taille en deux assises de 0^m,80 d'épaisseur totale. Les dispositions de l'assise supérieure sont données sur les dessins de l'album (*pl. XLVI*) avec des détails qui dispensent d'en faire ici une description détaillée.

Des crampons en fer galvanisé de $\frac{600}{800}$, établis dans des rainures ménagées au sein de la pierre de taille, assurent une bonne liaison des deux assises et ont facilité la pose de l'assise supérieure.

On a pris le plus grand soin pour empêcher que ces crampons

ne puissent en aucun point recevoir des pressions de l'assise supérieure, et pour qu'ils aient toute liberté pour se dilater. Ils n'agiraient que dans le cas où l'arc tendrait à faire glisser vers le vide l'assise supérieure. Nous y reviendrons plus loin.

Au-dessous de la pierre de taille, on a posé des moellons têtus arrêtés normalement à la courbe de pression dans le voisinage de la retombée.

La surface supérieure de ce soubassement est disposée de manière à amener vers le centre de la voûte toutes les eaux qui s'écouleront par une gargouille verticale. Cette surface est recouverte d'une chape semblable à celle qui protège les voûtes des viaducs aux abords.

Les matériaux employés ont été les mêmes que pour les autres soubassements.

Les macarons qui servent de support aux arbalétriers des piles métalliques, les pierres de taille de retombée et les maçonneries de moellons têtus qui les supportent, ont été hourdés avec du ciment de Portland.

Toutes les maçonneries ont été fondées sur des schistes et gneiss d'excellente qualité, que l'on a rencontrés à une faible profondeur au-dessous de la surface du sol.

CHAPITRE IV

EXPOSÉ DES MÉTHODES DE CALCUL — RÉSULTATS NUMÉRIQUES

§ 16. — Introduction.

Nous avons calculé l'arc et les piles du viaduc de Garabit par deux méthodes.

La première, basée sur la théorie du prisme élastique et longuement développée dans le savant ouvrage de M. Bresse, est, en ce qui concerne l'action des poids, d'un usage courant. Pour le calcul de l'action du vent, nous avons eu cependant recours à des formules nouvelles qui seront établies dans la deuxième partie de ce chapitre.

M. Eiffel et ses Ingénieurs ont fait de leur côté, en se servant de procédés graphiques fort ingénieux, les calculs par la méthode du prisme élastique, en employant pour la recherche de l'effet du vent, concurremment avec les formules ayant servi aux calculs du pont du Douro et exposées par M. Seyrig dans un intéressant mémoire (*), les nouvelles formules que nous leur avons indiquées.

Il nous a paru, toutefois, qu'une charpente telle que celle du viaduc de Garabit s'écartait trop des conditions que suppose la théorie du prisme élastique pour qu'il fût possible d'avoir une entière confiance dans les résultats fournis par l'application de cette théorie, et nous avons eu recours à une seconde méthode basée sur les propriétés des systèmes articulés.

Prenant pour point de départ la seule hypothèse de l'articulation, nous avons établi et nous développons dans la troisième partie de ce chapitre une théorie générale de la recherche des tensions des barres, des réactions des appuis et des déformations dans les systèmes articulés soumis à des liaisons surabondantes. Une notable

(*) *Mémoires de la Société des Ingénieurs civils* (septembre 1878).

partie des principes qui nous ont servi de base, sont établis dans un très remarquable travail de M. Maurice Lévy.

Dans l'application que nous avons faite de cette théorie aux systèmes à croisillon simple, nous avons rencontré un théorème, analogue à celui des trois moments, applicable aux travées solidaires, et à raison de cette analogie, nous l'avons appelé *théorème des trois tensions*.

Les tabliers ont été calculés par la méthode de M. Bresse, méthode trop connue pour que nous ayons à la rappeler; mais nous entreprenons, au sujet du rôle des montants et des panneaux d'about, dans quelques considérations basées sur la théorie du système articulé. Ce sera l'objet de la note n° 4 (*).

Trois autres notes seront annexées à ce chapitre (**) et auront pour objet les vibrations des systèmes articulés, le calcul des grandes pièces dont le poids propre n'est pas négligeable, les conditions économiques d'établissement des grandes charpentes.

PREMIÈRE PARTIE

CALCUL DE L'ARC CONSIDÉRÉ COMME UN PRISME ÉLASTIQUE

§ 17. — Exposé.

Les trois causes qui engendrent des efforts dans l'arc du viaduc de Garabit sont les suivantes :

- 1° Poids permanents et surcharges accidentelles;
- 2° Action du vent;
- 3° Variations de température.

Nous devons tout d'abord rechercher les forces inconnues, c'est-à-dire la réaction des appuis.

La fibre moyenne de l'arc considéré est un arc parabolique présentant une corde de 165 mètres et une flèche de 56^m,87.

(*) Les notes et annexes au Chapitre IV sont placées à la fin du volume (page 353).

(**) *Idem.*

La hauteur de l'arc à la clef est de 10 mètres, et il se termine en pointe aux naissances.

Les éléments géométriques de l'arc sont donnés par leurs logarithmes dans le tableau n° 4 (page 82) et en valeurs numériques sur l'épure de la *planche XIII*.

Les positions géométriques des centres des divers panneaux sont rapportées aux deux axes de coordonnées indiqués par la *figure 22* ;

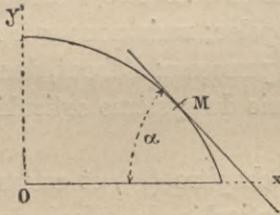


Fig. 22.

α est l'angle que fait avec l'axe des x la tangente au point considéré.

Nous étudierons isolément l'action de chacune des trois causes dont il a été parlé ci-dessus, et nous calculerons les réactions auxquelles chacune donnerait naissance, si elle agissait seule. Pour avoir les réactions totales, il suffira de superposer les

effets de chacune des causes, en observant les deux règles suivantes que M. Bresse a données à la page 135 de son premier volume :

1° Les composantes des forces inconnues (réaction des appuis) suivant trois directions rectangulaires et leurs moments par rapport à trois axes déterminés, sont des fonctions linéaires des forces données et du coefficient de dilatation sans terme constant ;

2° Les mêmes composantes et moments peuvent se déterminer en faisant la somme des valeurs qu'on obtiendrait, si l'on conservait une seule des causes qui les produisent, toutes les autres étant supprimées.

Il est bien entendu que l'application de ces principes doit être limitée au cas où, pour obtenir les forces inconnues, on égale à zéro les déplacements de certains points ou les rotations de certaines sections, ce qui suppose des appuis complètement fixes et des encastremements complets.

Dans les calculs qui suivent, ces conditions se trouveront toujours réalisées, à quelques exceptions près, que nous aurons le soin de signaler au passage.

Cela dit, nous allons nous occuper de la recherche des poussées dues aux poids.

Nous calculerons successivement :

- 1° Les poussées dues à la charge permanente;
- 2° Les poussées dues à une surcharge de 4 800 kilog. par mètre courant de tablier, s'étendant entre les deux grandes piles métalliques;
- 3° Les poussées dues à la même surcharge s'étendant seulement sur le tablier central entre les deux palées de l'arc;
- 4° Les poussées dues à la même surcharge s'étendant entre la clef et une des grandes piles.

§ 18. — Calcul des poussées. — Charge permanente.

La répartition des poids du métal dans les diverses parties de l'arc ne saurait être définie par une formule analytique. Imitant ce qui a été fait bien souvent, nous supposons que le poids de chacune des sections de l'arc est concentré sur la fibre moyenne, en un point voisin du centre de gravité de cette section. L'arc étant divisé en panneaux séparés par des montants verticaux, nous trouverons là une division toute naturelle et nous admettrons que l'on concentre sur chaque montant vertical les poids des deux demi-panneaux adjacents.

Les poids qui ont servi au calcul sont les suivants :

NUMÉROS des MONTANTS	POIDS	NUMÉROS des MONTANTS	POIDS	NUMÉROS des MONTANTS	POIDS
1	44 ^t ,100 ^k	6	41 ^t ,100 ^k	10	30 ^t ,300 ^k
2	40,500	7	40,900	11	31,200
3	41,700	8	32,900	12	33,200
4	42,500	9	26,800	13	32,900
5	42,300				

L'épure figurée sur la *planche XIII* indique la position des montants désignés par les numéros d'ordre ci-dessus.

Mais l'arc devra encore supporter les poids qui lui seront transmis par les palées et les entretoises qui serviront d'intermédiaire entre les tabliers et cette partie de l'ouvrage.

Ces points s'exerceront aux montants 8, 9 et 12.

L'action du tablier Marvéjols sur la palée, sous la charge permanente, est de 66 195 kilog.

L'action du tablier central sur la palée, sous la même charge, est de 28 102 kilog.

Le poids d'une palée est de 38 871 kilog.

Nous avons donc un poids total de 133 168 kilog. à répartir entre les deux montants 8 et 9. Nous admettrons que cette distribution se fait par parties égales, ce qui nous donnera en chacun des montants une charge de 66 584 kilog.

L'action du tablier central sur le montant 12 est de 77 172 kilog.

La valeur de ces actions s'obtient par la méthode ordinaire de calcul des poutres à plusieurs travées solidaires.

Les poids répartis sur les divers montants sont résumés dans le tableau suivant :

NUMÉROS DES MONTANTS	POIDS PROPRE DE L'ARC	POIDS DES PALÉES et DU TABLIER	POIDS TOTAUX
	kilos	kilos	kilos
1	44 100		44 100
2	40 500		40 500
3	41 700		41 700
4	42 500		42 500
5	42 300		42 300
6	41 100		41 100
7	40 900		40 900
8	32 900	66 584	99 484
9	26 800	66 584	93 384
10	30 300		30 300
11	31 200		31 200
12	33 200	77 172	110 372
13	32 900		32 900
		Total général. . .	690 740

Supposons la fibre moyenne de l'arc rapportée à deux axes de coordonnées (*fig. 23*). Nous pourrions calculer la poussée Q par

la formule qu'a donnée M. Bresse, à la page 122 de son cours, pour des charpentes et des charges symétriques :

$$Q = \frac{\int_0^a \frac{X'y}{er^2} \frac{ds}{dx} dx + \int_0^a \frac{N'}{e} dx + \tau a}{\int_0^a \frac{y^2}{er^2} \frac{ds}{dx} dx + \int_0^a \frac{1}{e} \frac{dx}{ds} dx}$$

a est la longueur de la demi-corde;

X' est la somme des moments, par rapport à un point quelconque M de la fibre moyenne, de toutes les forces qui agissent depuis ce point jusqu'au point B, y compris la réaction verticale T de l'appui, mais non compris la poussée Q;

N' est la somme des projections des mêmes forces sur la tangente au point considéré;

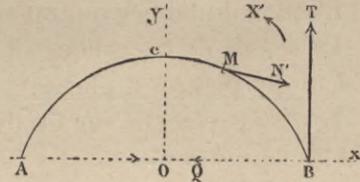


Fig. 23.

er^2 est le moment d'inertie de la section normale au point considéré et par suite est égal à EI produit du coefficient d'élasticité par le moment d'inertie géométrique;

e est le produit $E\Omega$ du coefficient d'élasticité par la surface de ladite section;

ds est la longueur de fibre moyenne comprise entre deux sections normales infiniment voisines;

τ est le coefficient de dilatation.

On peut remarquer immédiatement que si X est la somme des moments, par rapport à un point de la fibre moyenne, de toutes les forces qui agissent depuis ce point jusqu'au point B, y compris la poussée Q; et si N est la somme des projections des mêmes forces sur la tangente au point considéré, on aura :

$$X = X' - Qy \quad N = N' - Q \frac{dx}{ds}.$$

Comme en ce moment nous ne nous occupons pas de la dilatation, nous négligerons le terme τa . Nous remplacerons $\frac{ds}{dx}$ par $\frac{1}{\cos \alpha}$, α étant l'angle aigu fait par la tangente avec les x , er^2 par EI et

e par $E\Omega$, et nous multiplierons les deux termes de la fraction par E, de telle sorte qu'elle deviendra :

$$Q = \frac{\int_0^a \frac{X'y}{\cos \alpha l} dx + \int_0^a \frac{N'}{\Omega} dx}{\int_0^a \frac{y^2}{\cos \alpha l} dx + \int_0^a \frac{\cos \alpha}{\Omega} dx}$$

Nous supposons que la réaction verticale de l'appui a pour sens positif celui qui est indiqué par une flèche sur la *figure 24*. Le sens positif des poids est également indiqué. Soit d'ailleurs F le poids appliqué à l'un des montants.

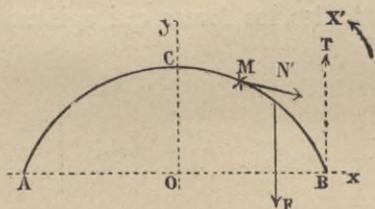


Fig. 24.

N' pour un point M sera la projection sur la tangente en ce point de la résultante de la force T et des forces F_d appliquées à droite

de M. La formule précédente suppose que le sens positif de N' et de X' est celui indiqué sur la figure.

Nous aurons donc :

$$N' = - (T - \Sigma F_d) \sin \alpha,$$

F_d désigne un poids à droite de M. Mais $T = \Sigma F$; donc, en appelant F_g un poids quelconque appliqué entre les points C et M, nous aurons :

$$\Sigma F_g = T - \Sigma F_d,$$

d'où :

$$N' = - \Sigma F_g \sin \alpha.$$

Aucune formule analytique ne pouvant exprimer les variations de X', N', I et Ω , nous ne pouvons pas intégrer exactement les fonctions qui entrent dans l'expression de Q.

Nous arriverons à une solution approximative en décomposant chaque moitié d'arc en 14 tronçons correspondants aux panneaux. Dans chacun de ces tronçons nous prendrons la section normale au point de la fibre moyenne qui le divise en deux parties égales. Nous calculerons pour chacune de ces sections les valeurs des expressions

$$\frac{X'y}{\cos \alpha l} \quad \frac{N'}{\Omega} \quad \frac{y^2}{\cos \alpha l} \quad \frac{\cos \alpha}{\Omega}$$

et multipliant par Δx , c'est-à-dire par la différence des abscisses des extrémités du tronçon considéré, nous supposons que :

$$\int_0^a \frac{X'y dx}{\cos \alpha I} = \sum_0^a \frac{X'y}{\cos \alpha I} \Delta x$$

Et de même pour les autres termes; de telle sorte que l'expression de Q deviendra :

$$Q = \frac{\sum_0^a \frac{X'y}{\cos \alpha I} \Delta x + \sum_0^a \frac{N'}{\Omega} \Delta x}{\sum_0^a \frac{y^2}{\cos \alpha I} \Delta x + \sum_0^a \frac{\cos \alpha}{\Omega} \Delta x}$$

Nous avons vu que pour chaque section normale considérée,

$$N' = - \Sigma F_g \sin \alpha.$$

Pour avoir les diverses valeurs de N' , il suffira donc d'ajouter de proche en proche tous les poids rencontrés en allant de C vers B, depuis le point C jusqu'à la section normale considérée, et de multiplier le résultat par $\sin \alpha$.

Pour calculer les valeurs de X' , nous prendrons d'abord la valeur de X'_1 pour la section voisine des naissances; on aura X'_2 et en général X'_n pour la section (n) en appliquant de proche en proche la formule

$$X'_n = X'_{n-1} - \varphi(z - x_n) + (\Sigma F_g)_{n-1}(x_{n-1} - x_n),$$

formule dans laquelle φ est le poids appliqué entre les sections normales $n - 1$ et n ; α est l'abscisse du point d'application de cette force; x_n et x_{n-1} sont les abscisses des points des sections $n - 1$ et n situés sur la fibre moyenne.

Introduisant $(- F_g \sin \alpha)$ à la place de N' dans l'expression de Q, nous avons définitivement :

$$Q = \frac{\sum_0^a \frac{X'y}{\cos \alpha I} \Delta x - \sum_0^a \frac{\Sigma F_g \sin \alpha}{\Omega} \Delta x}{\sum_0^a \frac{y^2}{\cos \alpha I} \Delta x + \sum_0^a \frac{\cos \alpha}{\Omega} \Delta x}$$

Appliquant cette formule au cas de la charge permanente agissant seule, nous avons trouvé :

$$Q = 502\,399 \text{ kilog.}$$

Les calculs numériques de Q sont donnés au tableau n° 2 (page 83).

**§ 19. — Poussée dans le cas de la surcharge totale
entre les deux grandes piles.**

En vertu du principe de la superposition des effets, il nous suffira de calculer la poussée qui serait due à la surcharge, si elle agissait seule, et d'ajouter le chiffre que nous aurons ainsi obtenu à celui trouvé ci-dessus pour la poussée dans le cas de la charge permanente. Voici comment nous avons procédé :

Nous avons calculé successivement.

La poussée qui serait nécessaire pour empêcher l'extrémité de l'arc de se déplacer sous une charge de 10 000 kilog. appliquée de bas en haut à l'extrémité B de la pièce;

Puis la poussée négative nécessaire pour obtenir le même résultat sous une charge de 10 000 kilog. appliquée à chacun des montants 8 et 9 de haut en bas;

Enfin, la poussée négative nécessaire pour obtenir le même résultat sous une charge de 10 000 kilog. appliquée de haut en bas au montant 12.

Les calculs faits ont été pour chacun de ces cas les mêmes que ceux exposés ci-dessus et nous avons trouvé :

1° Qu'une force de 10 000 kilog. appliquée de bas en haut au point B donnait lieu à une poussée positive de 10 743^{kg},92;

2° Qu'un poids de 10 000 kilog. appliqué à chacun des montants 8 et 9 donnait lieu à une poussée négative ayant pour valeur absolue 4 364^{kg},98;

3° Qu'un poids de 10 000 kilog. appliqué au montant 12 donnait lieu à une poussée négative de 263^{kg},06.

Nous admettions d'ailleurs dans ces calculs, dont les résultats sont indiqués au tableau n° 3 (*page 84*), que l'arc était encastré à la clef et que son extrémité B était libre de se mouvoir dans l'espace.

Cela fait, nous avons calculé les actions que fait naître la surcharge totale sur les montants précités.

Ces actions nous sont encore données par la méthode ordinaire de calcul des tabliers à travées solidaires.

L'action du tablier Marvéjols sur la palée est de . . .	108 458 ^{kg}
L'action du tablier central est de	47 308 ^{kg}
TOTAL.	<u>155 466^{kg}</u>

Cela donne pour chacun des montants 8 et 9 une charge de 77 733 kilog.

L'action sur le montant 12 est de 130 070 kilog.

Il résultera de l'application de ces poids une réaction verticale au point B égale à

$$130\,070^{\text{kg}} + 2 \times 77\,733^{\text{kg}} = 285\,536^{\text{kg}}.$$

Nous savons déjà ce que produit comme poussée une force de 10 000 kilog. appliquée comme il a été dit ci-dessus, et l'application du principe de la superposition des effets nous donnera :

$$Q = \frac{285\,536}{10\,000} 10\,745,92 - \frac{77\,733}{10\,000} 4\,364,98 - \frac{130\,070}{10\,000} 263,06 = 269\,482^{\text{kg}}.$$

Si on ajoute à ce chiffre la poussée due à la charge permanente qui est 502 399 kilog., on a un total de 771 881 kilog.

§ 20. — Poussée dans le cas où la surcharge s'exerce seulement sur le tablier central.

Les réactions provenant du tablier central sont les mêmes que dans les cas précédents, mais il n'y a plus d'action du tablier Marvéjols; nous aurons donc :

Sur chacun des montants 8 et 9	23 654 ^{kg}
et sur le montant 12	130 070 ^{kg}
Par suite :	

$$Q = \frac{130\,070 + 2 \times 23\,654}{10\,000} \times 10\,745,92 - \frac{23\,654}{10\,000} \times 4\,364,98 - \frac{130\,070}{10\,000} 263,06 = \dots \dots \dots 176\,863^{\text{kg}}$$

Si on y ajoute la poussée due à la charge permanente	502 399 ^{kg}
on a le total	<u>679 262^{kg}</u>

21. — Poussée dans le cas où la surcharge s'exerce entre la clef et une des grandes piles.

M. Bresse démontre au n° 67 de son 2^{me} volume que, si l'on a une pièce symétrique chargée de forces d'une manière quelconque, si on détermine la poussée Q_1 , qui prendrait naissance au cas où l'on compléterait la symétrie des forces en ajoutant les forces symétriques de celles qui n'en ont pas, et la poussée Q_2 que l'on obtiendrait en supprimant les forces n'ayant pas de symétriques, on a :

$$2Q = Q_1 + Q_2.$$

On a donc :

$$Q = \frac{502\,399 + 771\,881}{2} = 637\,140^{\text{kg}}.$$

§ 22. — Résumé des poussées dues aux poids.

Les poussées dues aux poids sont résumées dans le tableau suivant :

DÉSIGNATION DES CAS CONSIDÉRÉS	RÉACTIONS HORIZONTALES
1° La charge permanente agit seule	502 399 kg
2° La surcharge est placée sur tout le tablier entre les grandes piles	771 881 kg
3° La surcharge n'est placée que sur le tablier central . .	679 262 kg
4° La surcharge n'est placée qu'entre la clef et une des grandes piles, c'est-à-dire sur la moitié de l'arc. . .	637 140 kg

Dans tous ces calculs, nous avons supposé les appuis fixes, y compris ceux sur lesquels porte le tablier; or l'arc se déformera et, par suite, cette condition n'est pas remplie pour le tablier. Mais il nous paraît que l'on peut négliger cette erreur, car les déformations de l'arc seront très faibles, ainsi qu'on le verra plus loin.

D'ailleurs l'abaissement de l'arc diminuera la réaction exercée sur la palée par le tablier Marvéjols et, par suite, il se trouvera soulagé par le fait même de sa déformation.

§ 23. — Poussée due à la dilatation.

Nous admettrons que la température de l'arc pourra varier de 30° en plus et en moins de celle qu'il aura au moment de la pose. Nous devons donc prendre $\tau = 0,000012 \times 30^\circ$, 0,000012 étant le coefficient de dilatation; nous aurons Q en calculant l'expression suivante :

$$Q = \pm \frac{E\tau a}{\left(\sum_0^a \frac{y^2}{\cos \alpha l} + \sum_0^a \frac{\cos \alpha}{\Omega} \right) \Delta x} = \pm 12\,971 \text{ kilog.}$$

E (coefficient d'élasticité) = $1,60 \times 10^{10}$.

§ 24. — Exposé de la méthode suivie pour calculer les effets du vent.

Comme M. Nordling, nous admettrons que le vent peut exercer une pression de 270 kilog. par mètre carré de surface frappée, mais que les trains ne circulent pas avec un pareil ouragan.

Nous supposons, en outre, que les trains peuvent passer lorsque le vent exerce une poussée de 150 kilog. par mètre carré.

Soit maintenant la fibre moyenne rapportée à des axes de coordonnées (*fig. 25*), l'axe Oz étant normal au plan xOy.

Soit F une force quelconque résultant de l'action du vent et appliquée normalement au plan xOy en un point M situé dans le plan de la fibre moyenne, mais pouvant être hors de cette fibre;

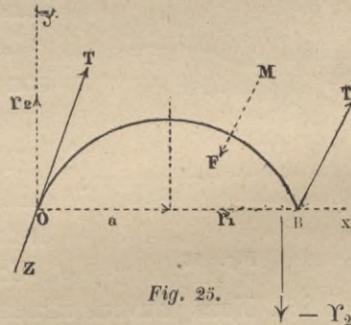


Fig. 25.

soient α et β les coordonnées du point M. La direction positive de la force F est indiquée par une flèche.

Pour que l'équilibre existe, il faut que les sommes des projections de toutes les forces sur les trois axes de coordonnées et les sommes de leurs moments, par rapport à chacun de ces axes, soient nulles.

Les appuis exerceront en O et B deux forces égales T et donneront en outre naissance à un couple dont les couples composants, ayant leurs axes dirigés suivant Ox et Oy, sont appelés par nous Υ_1 et Υ_2 . Le couple total n'a d'ailleurs pas de moment composant suivant l'axe des z, car le moment des forces F parallèles à cet axe est nul. Quant à la force T, elle doit être parallèle aux forces F, mais de sens inverse.

Écrivons les six équations d'équilibre :

1°	Projection sur l'axe des x,	$0 = 0$
2°	— y,	$0 = 0$
3°	— z,	$2T = 2\Sigma F, \quad T = \Sigma F$
4°	Moment par rapport à Ox,	$2\Upsilon_1 = 2\Sigma F\beta, \quad \Upsilon_1 = \Sigma F\beta$
5°	— Oy,	$2\Sigma F \times a = T \times 2a, \quad T = \Sigma F$
6°	— Oz,	$0 = 0$

Ces équations supposent que les forces T et les couples Υ_1 ont, pour sens positifs, ceux qui sont indiqués par des flèches sur la figure (*). En outre, ΣF représente les forces appliquées sur une moitié d'arc seulement.

Les équations d'équilibre nous donnent donc :

$$T = \Sigma F \quad \Upsilon_1 = \Sigma F\beta$$

Il nous reste à déterminer Υ_2 et, pour cela, nous devons recourir aux formules de la déformation.

Considérons une section normale en M (fig. 26). Nous pouvons ramener toutes les forces qui s'exercent à droite de cette section :

1° A une force égale à leur résultante de même sens et de même

(*) Les couples sont représentés par leurs axes. Le sens positif d'un couple est pris lorsque le spectateur, placé à l'origine de l'axe, voit la rotation s'effectuer dans le sens des aiguilles d'une montre.

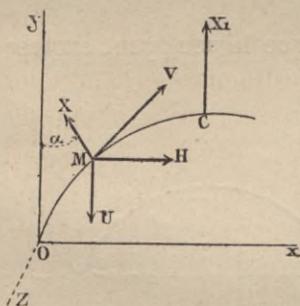


Fig. 26.

direction. Toutes les actions du vent étant parallèles à l'axe des z , on voit que cette force résultante sera renfermée dans le plan de la section ;

2° A un couple dont l'axe représentatif sera dans le plan du tableau, puisque les forces extérieures sont toutes perpendiculaires à ce plan et que les couples provenant de l'appui sont contenus dans ce plan, et dont le moment sera égal à la somme des moments, par rapport au point M, de toutes les forces (y compris les couples) qui s'exercent à droite de ladite section.

Nous pouvons décomposer ce couple en deux autres dont les axes seront dirigés : l'un suivant MV tangente en M et qui sera le couple de torsion, l'autre suivant MX normale en M et qui sera le couple de flexion transversale.

Par suite de la symétrie, l'effort longitudinal de traction, l'effort tranchant et le couple de torsion seront nuls à la clef, et par suite, au point C, la moitié de droite de l'arc n'exercera sur l'autre moitié que des forces se réduisant à un couple de flexion que nous appellerons X_1 .

Les couples X et V seront pris positivement lorsque la projection de leur axe représentatif sur l'axe Oy sera dirigée suivant les y positifs.

L'arc étant supposé encastré en O, en ce qui concerne l'action du vent, — ce qui revient à dire que ses extrémités ne quitteront pas leurs appuis, bien que les sections extrêmes puissent tourner sous l'action des poids autour de l'axe des z , — nous voyons qu'il n'y aura pas de rotation de ces sections autour de l'axe des y . A cause de la symétrie, la section normale en C ne tournera pas non plus autour de l'axe des y . Cette considération servira de base au calcul du couple de flexion transversale à la clef.

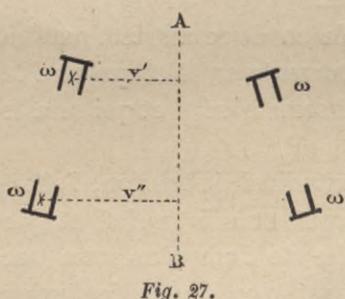
Appelons α l'angle aigu que fait la normale au point M avec la verticale et voyons quelle sera la rotation de la section M autour de l'axe des y , par rapport à la section voisine.

Le couple de torsion donnera lieu, autour de MV, à une rotation ayant pour valeur $\frac{VdS}{e}$, dS étant la longueur d'arc comprise entre deux sections voisines. La composante de cette rotation suivant la

direction positive des y sera $\frac{VdS \sin \alpha}{e}$, e est le moment d'inertie polaire.

Le couple de flexion engendrera autour de MX une rotation égale à $\frac{XdS}{EI}$ et dont la composante suivant la direction positive des y sera $\frac{XdS}{EI} \cos \alpha$.

I' est le moment d'inertie de la section dans le sens transversal, c'est-à-dire par rapport à la ligne AB de la figure 27.



$$I' = 2\omega(v'^2 + v''^2) (*).$$

Si nous remplaçons dS par $\frac{dx}{\cos \alpha}$, nous voyons que la rotation totale cherchée est :

$$\frac{\operatorname{tg} \alpha V dx}{e} + \frac{X}{EI} dx.$$

La somme des rotations depuis le point O jusqu'au point C sera donc :

$$\int_0^a \left(\frac{V \operatorname{tg} \alpha}{e} + \frac{X}{EI} \right) dx.$$

Cette somme doit être nulle; nous pouvons donc poser :

$$(a) \quad \int_0^a \left(\frac{V \operatorname{tg} \alpha}{e} + \frac{X}{EI} \right) dx = 0.$$

Exprimons maintenant X et V en fonction des forces qui s'exercent à droite du point M.

Soient H et U les composantes horizontales et verticales du moment de toutes les forces agissant sur l'arc depuis le point M jusqu'au point C, H et U ayant toujours le sens indiqué sur la figure et devant toujours être pris en valeur absolue; nous aurons :

$$V = H \cos \alpha - U \sin \alpha + X_1 \sin \alpha,$$

$$X = -H \sin \alpha - U \cos \alpha + X_1 \cos \alpha.$$

Posons $V = V' + X_1 \sin \alpha, \quad X = X' + X_1 \cos \alpha,$

(*) ω est la section d'une membrure.

et portons ces valeurs de V et de X dans l'équation (a) ci-dessus; nous aurons :

$$\int_0^a \frac{V' \operatorname{tg} \alpha}{e} dx + \int_0^a \frac{X'}{EI} dx + X_1 \int_0^a \frac{\operatorname{tg} \alpha \sin \alpha}{e} dx + X_1 \int_0^a \frac{\cos \alpha}{EI} dx = 0.$$

D'où :

$$X_1 = - \frac{\int_0^a \frac{V' \operatorname{tg} \alpha}{e} dx + \int_0^a \frac{X'}{EI} dx}{\int_0^a \frac{\operatorname{tg} \alpha \sin \alpha}{e} dx + \int_0^a \frac{\cos \alpha}{EI} dx},$$

que nous remplacerons, imitant ce que nous avons fait pour les poids, par l'équation suivante :

$$X_1 = - \frac{\sum_0^a \left(\frac{V' \operatorname{tg} \alpha}{e} + \frac{X'}{EI} \right) \Delta x \quad (*)}{\sum_0^a \left(\frac{\operatorname{tg} \alpha \sin \alpha}{e} + \frac{\cos \alpha}{EI} \right) \Delta x},$$

dans laquelle

$$\begin{aligned} V' &= H \cos \alpha - U \sin \alpha \\ X' &= - H \sin \alpha - U \cos \alpha. \end{aligned}$$

Le calcul de H et de U est d'ailleurs très facile lorsque les forces extérieures ont été calculées, et nous ferons connaître plus loin quelles sont ces forces dans chaque cas particulier.

Avant d'aller plus loin, il convient de signaler les différences qui existent entre la méthode employée au pont du Douro et la nouvelle méthode que nous venons de décrire et à laquelle nous avons cru devoir recourir. La première méthode a été donnée par M. Seyrig, collaborateur de M. Eiffel pour l'exécution du pont du Douro, dans un remarquable mémoire inséré au Compte rendu des travaux de la Société des Ingénieurs civils (numéros de septembre et d'octobre 1878). Voici en quoi elle consiste et les objections qu'elle soulève pour les arcs de grande hauteur :

1° Pour calculer le moment de torsion en un point M (*fig. 28*), on

(*) Cette formule suppose que l'arc est encastré à ses retombées au point de vue de l'action du vent. En fait, dans le cas du vent sans surcharge, le calcul indique que l'extrémité de la ferme frappée directement tend à s'éloigner de son appui; mais, retenue par le tirant d'amarrage, cette extrémité ne se déplace que d'une très petite quantité, et la rotation de la section initiale, par rapport à l'axe des y, peut, même dans ce cas, être négligée.

admet qu'il suffit de faire la somme des moments de torsion de toutes les forces F qui s'exercent entre ce point et la clef par rapport

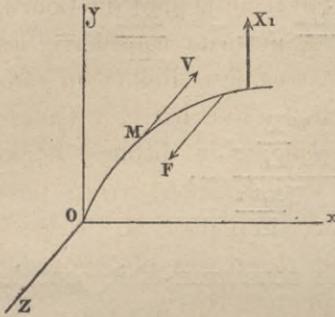


Fig. 28.

à la tangente MV menée par le point M à la fibre moyenne. On se base, pour procéder ainsi, sur ce fait que le moment de torsion à la clef est nul, ainsi que l'effort tranchant. Cette conclusion manque d'exactitude; en effet, le moment de torsion au point M est égal au moment des forces F , augmenté de la projection sur l'axe MV du moment de flexion X_1 à la clef; et la

méthode employée pour le pont du Douro néglige ce dernier élément.

2° Pour calculer le moment de flexion au point M , on admet que la pièce peut être considérée comme ayant une section constante et comme soumise à des forces uniformément réparties; mais aucune de ces conditions n'est réalisée.

Les forces ne sont pas uniformément réparties et le moment d'inertie transversal varie considérablement d'un point à l'autre de la pièce.

Nous avons comparé les résultats de deux méthodes; le tableau suivant donne les résultats de cette comparaison pour le point de retombée de l'arc dans le cas où la flèche était de 65 mètres et pour les sections 2 et 8 dans le cas d'une flèche de 57 mètres.

	CAS DU VENT SANS SURCHARGE		CAS DU VENT AVEC SURCHARGE	
	1 ^{re} méthode	Nouvelle méthode	1 ^{re} méthode	Nouvelle méthode
1° Y_1 moment de reversement à la retombée	7.200.000	7.200.000	5.000.000	5.000.000
Y_2 moment par rapport à la verticale, à la retombée	4.200.000	5.600.000	2.900.000	3.200.000
2° Moment de torsion à la section 2	-972.021	-510.931	-672.428	-336.138
Moment de torsion à la section 8	+412.071	+676.401	+346.886	+539.676

Malgré ces écarts, qui devaient être beaucoup moins grands pour le pont du Douro, l'ancienne méthode n'en reste pas moins un excellent moyen de recherche.

Reprenons la formule qui donne X_1 . Pour chaque section nous avons à déterminer e , moment d'inertie polaire. Dans nos premiers calculs, imitant ce qui avait été fait pour le pont du Douro, nous avons projeté sur chaque section normale considérée les sections correspondantes des diverses barres de treillis et du contreventement. Soient ω l'aire de la section d'une barre, α l'angle que son axe fait avec la section normale, r la distance de sa projection au centre de gravité de la section ; nous avons posé $e = E\Sigma\omega r^2 \cos \alpha$. Mais notre savant et regretté maître, M. l'Inspecteur général Bresse, a fait à ce procédé de graves objections et ses observations nous ont conduit à reprendre ce calcul par la méthode suivante, qui ne s'applique avec quelque rigueur que lorsque l'arc peut être considéré comme un prisme droit à section rectangulaire, les montants étant normaux à la fibre moyenne, et les panneaux étant à croisillon simple

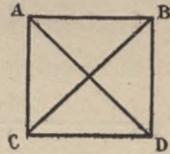


Fig. 29.

(fig. 29). Dans le cas de croisillons multiples, il faudrait que la torsion rapportée à l'unité de longueur ne variât que très lentement.

Soit ABCD une section normale de l'arc (fig. 30). Les barres des treillis viennent rencontrer cette section sur les lignes AD et BC; celles du contreventement supérieur sur la ligne AB, celles du contreventement inférieur sur la ligne DC.

Soit O le centre de gravité de cette section; voyons comment travaillera une barre de treillis rencontrée au point T, lorsqu'on fera tourner la section considérée, autour du point O, d'un angle α par rapport à la section voisine.

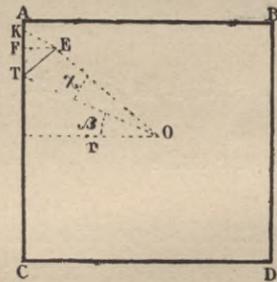


Fig. 30.

Le point T après la rotation sera venu en E, et la barre de treillis considérée, que nous supposons attachée à l'extrados de l'arc, aura été comprimée.

Soit K la projection sur la ligne AD du point Q (fig. 31) où cette barre rencontre la section voisine. La portion de barre ayant pour projection KT (fig. 30) aura maintenant pour projection KE. Abaissons du point E une perpendiculaire sur AC, et soit F le pied de

cette perpendiculaire. EF est un infiniment petit du même ordre que TE, tandis que la différence entre KF et KE est du second ordre. Il en résulte que la portion de barre ayant pour projection KE est, à un infiniment petit du second ordre près, de même longueur qu'une barre qui aurait pour projection KF.

Considérons maintenant l'élevation MNRS de la même portion d'arc (*fig. 31*). La section considérée se projette suivant RS et la section infiniment voisine suivant M'N'.

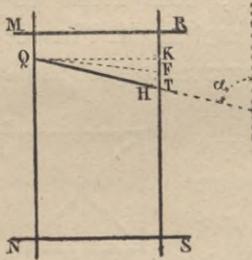


Fig. 31.

La portion de barre comprise entre les deux sections est QT. Le point F est le même que sur la *figure 30*. La barre QT s'est raccourcie et, d'après ce qui a été dit plus haut, est de même longueur que QF, à un infiniment petit du second ordre près. Cela posé, abaissons du point F une perpendiculaire sur QT et soit H le pied de cette perpendiculaire; HT représentera, à un infiniment petit du second ordre près, le raccourcissement de la barre.

Revenons à la *figure 30*. Nous avons :

$$TE = \frac{r}{\cos \beta} \times \chi$$

d'où :

$$FT = TE \cos \beta = \chi r$$

Passant à la *figure 31*, nous avons :

$$HT = FT \cos \alpha$$

et par suite

$$HT = \chi r \cos \alpha$$

α étant l'angle que fait la barre de contreventement ou de treillis avec la section normale.

Soit l l'allongement HT, nous aurons :

$$(1) \quad l = \chi r \cos \alpha$$

Mais si nous appelons f la force qui comprime la barre, nous savons que

$$l = \frac{fL}{E\omega}$$

L étant la longueur de la barre entre les deux sections.

Soit d'ailleurs ΔS la longueur de la fibre neutre comprise entre les deux sections; on a :

$$L = \frac{\Delta S}{\sin \alpha}$$

d'où :

$$(2) \quad l = \frac{f \Delta S}{E_{\omega} \sin \alpha}$$

Égalons les valeurs (1) et (2) de l , nous aurons :

$$\chi r \cos \alpha = \frac{F \Delta S}{E_{\omega} \sin \alpha}$$

d'où :

$$f = \frac{\chi r E_{\omega} \sin \alpha \cos \alpha}{\Delta S}$$

Mais la force f ne résistera au couple de torsion V que par sa projection $f \cos \alpha$ sur la section ABCD; on aura donc :

$$V = \Sigma f \cos \alpha r$$

ou bien

$$V = \frac{\chi}{\Delta S} E \Sigma \omega r^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha.$$

Il vient donc :

$$(3) \quad \chi = \frac{V \Delta S}{E \Sigma \omega r^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha}$$

Le moment d'inertie polaire a donc pour expression :

$$e = E \Sigma \omega r^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha$$

On voit que si toutes les barres étaient inclinées à 45° , le moment d'inertie polaire aurait pour expression :

$$E \frac{\Sigma \omega r^2 \cos \alpha}{2}$$

de telle sorte que sa valeur serait moitié environ de celle que nous avons trouvée dans nos premiers calculs.

En fait, les barres du treillis et du contreventement ont des inclinaisons variables de telle sorte que la valeur réelle de e serait inférieure à cette moitié. Toutefois, à raison des conditions du pro-

blème, le calcul de X_1 refait avec les valeurs de e nouvellement calculées nous a donné un résultat à peu près identique à celui que nous avons précédemment trouvé.

Pour le cas de vent sans surcharge, la flèche de l'arc étant supposée de 65 mètres, nous avons trouvé pour X_1 en premier lieu 636 994 et en second lieu 592 076.

Aussi, en faisant les calculs pour l'arc définitif avec une flèche de 56^m,187, nous nous sommes, afin d'éviter de longs calculs, borné à prendre :

$$e = \frac{E}{2} \Sigma \omega r^2 \cos \alpha$$

que nous avons désigné par E' .

§ 25. — Chiffres admis pour la pression du vent et pour les surfaces offertes à son action.

M. Nordling a admis, pour les tabliers, que les membrures horizontales de la paroi directement frappée abritaient complètement celles de l'autre paroi, tandis que les autres pièces subissaient les mêmes efforts sur les deux faces. Imitant cet exemple, nous avons trouvé que la surface offerte au vent par mètre courant de tablier était de 3^m,70.

Nous avons admis que, pour la palée, le vent frappait sur une seule paroi les arbalétriers, et sur les deux faces les autres pièces; nous avons ainsi trouvé une surface de 20^{mq},75.

La surface offerte par mètre courant de train a été évaluée à 1^{mq},60.

Pour l'arc, nous avons admis que le vent pouvait prendre une inclinaison, lui permettant de frapper même les membrures de la face qui lui était opposée; toutefois nous avons considéré qu'il perdait, en frappant la première face, une partie de sa pression. Soient s la surface pleine d'un panneau et S la surface totale d'un panneau; nous avons évalué la perte de pression à $\frac{s}{S}$, de telle sorte que si la pression est 1 sur la première, elle est $1 - \frac{s}{S}$ sur la seconde

pour les surfaces frappées comprises dans le cylindre ABCD (*fig. 52*), tout en restant égale à 1 pour les barres de la deuxième face non comprises dans ce cylindre.

D'autre part, le vent ne peut prendre une inclinaison sans perdre une partie de sa force; car sa vitesse n'agit plus que par sa composante normale à la surface frappée. En admettant que la pression du vent soit proportionnelle au carré de cette composante, et que la pression du vent normal soit

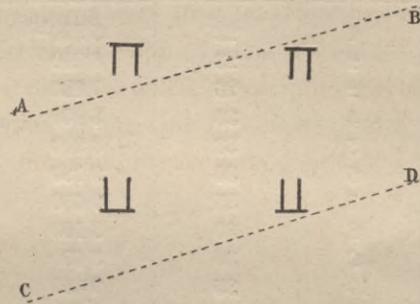


Fig. 32.

1, on aura pour la pression d'un vent de même vitesse, mais faisant un angle α , une pression $1 - \sin^2 \alpha$.

Mais il est facile de voir que le maximum de compression, en partant de ces données, aura généralement lieu dès que la membrure de la face opposée au vent sera complètement atteinte par celui-ci.

Il faudra pour cela que $\alpha = \frac{0,60}{e}$,

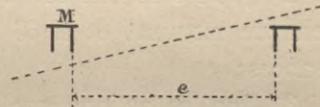


Fig. 33.

0,60 étant la hauteur de la membrure et e la distance des deux membrures (*fig. 55*).

Nous supposons donc que la membrure M, qui se trouve hors du cylindre enveloppant la première face, est frappée comme les pièces de celle-ci. Soit σ la surface de cette membrure; on aura pour la pression totale du vent sur un panneau :

$$P = \left(1 - \frac{0,36}{e^2}\right) \left\{s + (s - \sigma) \left(1 - \frac{s}{S}\right) + \sigma\right\} = \left(1 - \frac{0,36}{e^2}\right) \left\{2s - \frac{s}{S}(s - \sigma)\right\}$$

Nous avons ainsi obtenu pour les divers panneaux les surfaces frappées et nous avons supposé ces surfaces rapportées par moitié aux deux montants qui encadrent chaque panneau.

Le tableau suivant donne l'ensemble des actions exercées par le vent, dans le cas du vent sans surcharge :

NUMÉROS des MONTANTS	SURFACES OFFERTES	EFFORTS DU VENT	EFFORTS DU VENT	EFFORTS DU VENT
	PAR L'ARC	SUR L'ARC	SUR LE TABLIER	SUR LA PALÉE
1	22	5 940 ^{kilg}		
2	23	6 210		
2	26	7 020		
4	30	8 100		
5	33	8 910		
6	34	9 180		
7	35	9 450		
8	30	8 100	14 500 ^{kilg}	2 800 ^{kilg}
9	30	8 100	14 500	2 800
10	35	9 450		
11	34	9 180		
12	34	9 180	25 000	
13	34	9 180		

On suppose :

1° Que les actions sur l'arc sont appliquées sur la fibre moyenne;
 2° Que les actions sur le tablier sont appliquées au-dessus de chaque montant et à 65 mètres au-dessus du niveau des naissances ;

3° Que les actions sur la palée sont appliquées au-dessus de chaque montant et à 57 mètres au-dessus du niveau des naissances.

Les actions transmises par les tabliers sur leurs appuis ont été calculées par une méthode identique à celle dont on s'est servi pour les poids (tablier à travées solidaires). Nous n'avons nullement la pensée de présenter la formule de P comme une formule exacte ; mais elle a au moins l'avantage de tenir compte à la fois : 1° du rapport du vide au plein dans la surface d'un panneau ; 2° de la distance des faces qui diminue la protection procurée à l'une par l'autre.

Les chiffres obtenus par l'application de cette formule sont d'ailleurs notablement supérieurs à ceux que l'on obtient en considérant les membrures de la deuxième face comme entièrement protégées, tandis que les autres pièces de cette deuxième face seraient frappées comme les pièces correspondantes de la première.

C'est l'hypothèse que l'on avait adoptée, croyons-nous, pour le calcul du pont du Douro et que nous avons admise dans nos premiers calculs.

Partant des données du tableau précédent, nous avons calculé X_1 :

1° En ne tenant compte que des actions exercées directement sur l'arc;

2° En ne tenant compte que des actions exercées sur le tablier et la palée.

Le premier calcul a donné	$X_1 = 643\ 355$
Le deuxième	$X_1 = - 57\ 003$
On a donc au total	$X_1 = \underline{\underline{586\ 352}}$

(Voir les tableaux 4, 5, 6 et 7, pages 85 à 94).

Vent avec surcharge. — Passons au cas d'un vent de 150 kilog., exerçant son action à la fois sur l'arc, le tablier, les palées et le train.

Pour avoir les actions du vent sur l'arc, les palées et le tablier, il suffira de multiplier les chiffres trouvés plus haut par le rapport $\frac{150}{270}$.

Le calcul des actions transmises aux palées et au montant 12, du fait de la pression exercée sur le train, a été identique à celui suivi pour le tablier et nous avons obtenu les résultats suivants :

NUMÉROS DES MONTANTS	EFFORTS PROVENANT DE L'ACTION SUR LE TRAIN
8	$\underline{4\ 000^k}$
9	$\underline{4\ 000^k}$
12	$\underline{6\ 500^k}$

Nous avons admis que les actions sur le train étaient appliquées au-dessus de chaque montant et à une hauteur de 68 mètres au-dessus du niveau des naissances.

Le calcul de X_1 , en ne tenant compte que des pressions sur le train, a donné $X_1 = - 48\ 042$ (voir le tableau 8, pages 92 et 93), et comme la valeur de X_1 , correspondant aux pressions sur l'arc, le tablier et les palées, est égale à celle précédemment trouvée, multipliée par le rapport $\frac{150}{270}$, on a :

$$X_1 \text{ total} = 586\ 352 \times \frac{150}{270} - 48\ 042 = 277\ 709.$$

Observations sur la méthode employée pour le calcul de X_1 . — Le calcul de e soulève de fortes observations; nous l'avons opéré comme si les montants de l'arc étaient normaux à la fibre moyenne, ce qui n'est pas. Mais alors même que cette condition serait remplie, nous ne serions pas fondés à dire que les distances des points de rencontre avec la section normale des barres de treillis et de contreventement n'ont pas été modifiées après la déformation; c'est-à-dire que les montants des ferrures et les entretoises horizontales des contreventements ont conservé leurs longueurs primitives.

Enfin, nous considérons les barres de treillis comme articulées, ce qui est en contradiction avec l'hypothèse du prisme élastique.

Ces observations ne pouvaient nous laisser une très grande confiance dans ces calculs, et ont contribué à nous faire chercher et appliquer la méthode que nous développerons plus loin.

§ 26. — Calcul du travail des fers dans le cas où la charge permanente agit seule.

Nous sommes maintenant en mesure de calculer le travail des fers.

Sous l'action des poids, le fer travaille de la façon suivante : La composante tangentielle N donne lieu à une compression qui est la même en tous les points d'une même section et qui, rapportée à l'unité de surface (mètre carré) est $-\frac{N}{\Omega}$, Ω étant la surface de la section.

Le moment de flexion X a pour effet de comprimer la section à l'extrados et de l'allonger à l'intrados lorsqu'il est positif, et inversement lorsqu'il est négatif. La compression de la fibre extrême ou sa tension sera donc $\pm \frac{vX}{I}$, v étant la distance de cette fibre à la fibre moyenne.

Par suite, il convient de calculer N et X .

On a :

$$-N = -N' + Q \cos \alpha \quad \text{et} \quad X = X' - Qy$$

Or N' , X' et Q ont été déterminés ci-dessus; il est donc facile

d'avoir N et Q , et par suite d'avoir le travail Re de l'extrados et Ri de l'intrados pour chaque section.

Le résultat de ces calculs est consigné au tableau n° 9 (page 94). Il suffit de faire ce calcul pour une moitié d'arc, à cause de la symétrie.

§ 27. — Calcul du travail des fers dans le cas où la charge permanente étant négligée, on suppose qu'une surcharge de 4 800 kilog. est appliquée entre les deux grandes piles.

On a opéré de la même façon que dans le cas précédent ; le tableau n° 10 (page 95) donne les résultats de ces calculs.

§ 28. — Calcul du travail des fers dans le cas où la charge permanente étant négligée, on suppose qu'une surcharge de 4 800 kilog. est appliquée entre une des grandes piles et la clef.

On a vu plus haut que pour ce cas la poussée à la naissance avait été calculée en prenant la moyenne des poussées trouvées pour le cas de la charge permanente seule et pour le cas de la surcharge totale, c'est-à-dire s'exerçant sur toute l'étendue du tablier entre les grandes piles.

Il a fallu d'abord calculer X' , c'est-à-dire le moment de toutes les forces verticales appliquées à droite du point situé pour chaque section sur la fibre moyenne.

La seule force verticale qui nous soit inconnue est la réaction verticale T de l'appui (fig. 34). Toutes les forces appartenant à la charge permanente ont pour résultante une force verticale passant par la clef et ayant une valeur égale à la somme de toutes ces forces.

Si F_1 est une force quelconque appliquée sur un même côté de l'arc, cette valeur sera $2\Sigma F_1$.

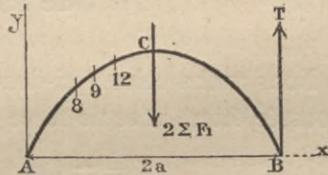


Fig. 34.

Nous avons, en outre, trois forces appliquées aux montants 8, 9 et 12 de la moitié de gauche, que nous avons déjà calculées pour le cas de la surcharge totale. Appelons X_s le moment de ces trois forces par rapport au point A.

Si nous exprimons que le moment de toutes les forces est nul par rapport au point A, nous aurons :

$$165 \times T = 82^m50 \times 2\Sigma F_1 + X_s,$$

d'où :

$$T = \frac{82^m50 \times 2\Sigma F_1 + X_s}{165}.$$

Nous avons trouvé :

$$T = 788\ 925^{\text{kg}}.$$

Toutes les forces extérieures verticales étant connues, on a pu calculer X' et par suite X par la formule $X = X' - Qy$.

De même on a pu calculer la composante tangentielle N' des forces verticales par la formule $-N' = T - \Sigma F_d$, F_d désignant un poids quelconque placé entre la section considérée et l'extrémité B de l'arc. Enfin on a eu N par la formule $-N = -N' + Q \cos \alpha$.

X et N étant connus, on a eu R_e et R_i en opérant comme dans les cas précédents (voir le tableau n° 41, pages 96 et 97).

On n'a pas reproduit les calculs relatifs à la charge sur le tablier central, ce cas ne donnant pour aucune barre un travail maximum.

§ 29. — Calcul du travail des fers soumis à l'influence de la température.

Nous avons calculé ci-dessus la poussée due à la dilatation. La poussée étant la seule force extérieure, on a :

$$X = \pm Qy \qquad N = \pm Q \cos \alpha.$$

L'influence de N est négligeable et on s'est borné à calculer R_e et R_i par la formule $\pm \frac{VX}{l}$.

Les résultats de ce calcul sont consignés au tableau n° 43 (pages 100 et 101).

§ 30. — Calcul du travail des membrures de l'arc sous l'influence du vent.

Soient : X le moment fléchissant d'une section ;

I le moment d'inertie transversale de la section ;

V la distance du point extrême d'intrados à l'axe transversal d'inertie ;

V'' la distance du point extrême d'extrados à l'axe transversal d'inertie.

Nous calculerons les coefficients du travail des fers par les formules :

$$R_e = \frac{V''X}{I}, \quad R_i = \frac{VX}{I}$$

Quant à X , on le calculera par la formule $X = X' + X_1 \cos \alpha$, que nous avons donnée dans le paragraphe relatif au calcul du moment X à la clef de l'arc supposé soumis à l'action du vent.

On a calculé ci-dessus les valeurs de X' pour l'arc soumis seul à une pression de 270 kilog. par mètre carré ; soient a ces valeurs. De même on a calculé les valeurs de X' pour les palées et le tablier avec 270 kilog. ; soient b ces valeurs.

On aura pour la valeur totale de X' , dans le cas de vent sans surcharge :

$$X' = a + b.$$

On a calculé encore les valeurs de X' pour les palées, le train et le tablier avec un vent de 150 kilog. ; soient c ces valeurs.

On aura pour la valeur totale de X' , dans le cas du vent avec surcharge :

$$X' = a \frac{150}{270} + c.$$

Quant aux valeurs de X_1 , on les a déjà calculées ci-dessus. (Voir au tableau n° 12 (pages 98 et 99), le calcul de X .)

§ 31. — Résumé des coefficients de travail des membrures de l'arc.

Nous donnons dans les tableaux 9, 10, 11 et 12, les coefficients de travail des membrures d'intrados et d'extrados pour les cas suivants :

- 1^o Poids dus à la charge permanente (sans le vent);
- 2^o Poids, l'arc étant totalement surchargé (sans le vent et sans la charge permanente);
- 3^o Poids, la surcharge s'étendant entre la clef et une des grandes piles (sans le vent; charge permanente comprise);
- 4^o Vent sans surcharge;
- 5^o Vent avec surcharge;

Enfin, le tableau 13 (*pages 100 et 101*) fait connaître le coefficient maximum total, non compris la dilatation.

De l'inspection de ce tableau, il résulte :

1^o Que sans tenir compte de la dilatation, le coefficient maximum ne dépasse 6 kilog. que pour l'intrados aux sections 3 et 4, où il atteint 6^{kg},50, et pour l'extrados aux sections 9 et 10, où il atteint 6^{kg},60. Ce travail maximum aux sections 3 et 4 se produira lorsque l'arc sera entièrement surchargé et que le vent exercera son action à raison de 150 kilog. le mètre carré, et aux sections 9 et 10, lorsque l'arc sera surchargé entre la clef et une des grandes piles, le vent exerçant la même action de 150 kilog.

Si on ajoute l'effet de la dilatation, on trouve que le coefficient s'élève à 6^{kg},72 pour l'intrados de la troisième section et à 7^{kg},20 pour l'extrados de la neuvième.

§ 32. — Coefficients de travail des treillis sous l'action des poids.

Dans le cas où les montants sont perpendiculaires à la fibre moyenne, on peut recourir à la méthode suivante pour le calcul des efforts que fait naître dans les treillis l'effort tranchant.

Soient une section normale AD (*fig. 55*) et P l'effort tranchant dans cette section; soient A'D' la section normale infiniment voisine et QT une portion de barre de treillis comprise entre les deux sections. Cette barre aura été allongée et aura pris la position QF. Son allongement sera égal, à un infiniment petit du second ordre près, à :

$$HF = FT \cos \alpha.$$

Soit $HF = l$; nous aurons :

$$l = \frac{f \Delta S}{E \omega \sin \alpha}$$

d'où :

$$f = \frac{FT \cos \alpha E \omega \sin \alpha}{\Delta S}$$

d'où :

$$\Sigma f \cos \alpha = P = FT \frac{\Sigma E \omega \sin \alpha \cos^2 \alpha}{\Delta S}$$

et par suite :

$$(1) \quad FT = \frac{P \Delta S}{E \Sigma \omega \sin \alpha \cos^2 \alpha}$$

$$(2) \quad f = \frac{P \omega \sin \alpha \cos \alpha}{\Sigma \omega \sin \alpha \cos^2 \alpha}$$

$$(3) \quad R = \frac{f}{\omega} = \frac{P \sin \alpha \cos \alpha}{\Sigma \omega \sin \alpha \cos^2 \alpha}$$

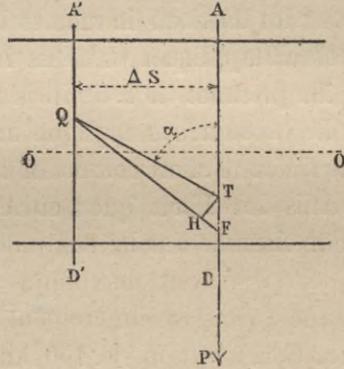


Fig. 35.

Lorsque toutes les barres font le même angle avec la section normale, la formule (3) devient :

$$R = \frac{P}{\Sigma \omega \cos \alpha},$$

expression bien connue et généralement employée dans la pratique.

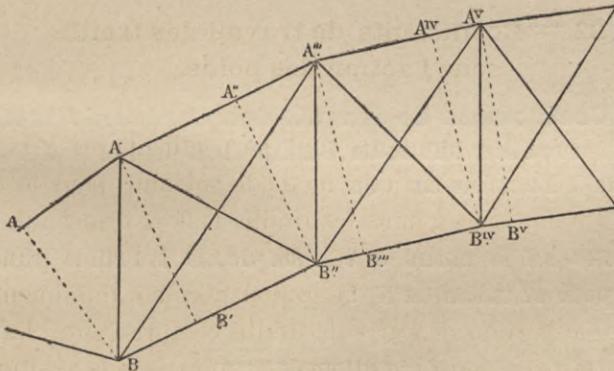


Fig. 36.

Nous avons eu un instant la pensée d'appliquer au viaduc de Garabit les formules (1), (2) et (3), ce qui nous conduisait dans le

voisinage de la retombée à une distribution fort inégale des efforts tranchants. Mais nous avons dû remarquer que dans les intervalles $AB - A'B'$, $A''B'' - A'''B'''$, $A^{IV}B^{IV} - A^VB^V$, la section normale rencontre non seulement deux barres de treillis d'un même système, mais encore un montant (*fig. 56*). La formule appliquée dans ces intervalles donnerait donc des résultats très différents, pour les tensions de mêmes barres, de ceux fournis par la même formule appliquée dans les intervalles voisins.

En présence de cette impossibilité d'arriver à une solution rationnelle, nous avons appliqué la vieille règle pratique qui consiste à considérer l'effort tranchant comme engendrant dans les barres de treillis des efforts égaux et de sens inverse; nous avons admis que pour chacune des barres

$$R = \pm \frac{P}{\Sigma \omega \cos \alpha}.$$

Nous donnons au tableau 14 (*pages 102 et 105*) les résultats de ce calcul auquel nous n'attachons, du reste, aucune valeur théorique. La théorie du prisme élastique est totalement impuissante pour déterminer les tensions des barres de treillis, surtout lorsque ces barres ont des inclinaisons très différentes sur la fibre moyenne; et pour obtenir avec quelque exactitude ces tensions, il est nécessaire de recourir, ainsi que nous l'avons fait ultérieurement, à la théorie des systèmes articulés.

§ 33. — Coefficients de travail des barres de treillis et de contreventement sous l'influence du moment de torsion dû à l'action du vent.

Reprenons les formules que nous avons trouvées plus haut (*page 57*) pour le calcul de X_1 :

$$f = \frac{\gamma E \omega \sin \alpha \cos \alpha}{\Delta S}$$

et

$$\gamma = \frac{V \Delta S}{E \Sigma \omega r^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha}$$

On en tire :

$$= \frac{V_{\omega r} \sin \alpha \cos \alpha}{\Sigma \omega r^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha},$$

et

$$R = \frac{f}{\omega} =: \frac{Vr \sin \alpha \cos \alpha}{\Sigma \omega r^2 \sin \alpha \cos^2 \alpha}.$$

Nous avons d'ailleurs admis que pour chaque barre on pouvait remplacer $\sin \alpha \cos \alpha$ par $\frac{1}{2}$, ce qui donne :

$$R = \frac{f}{\omega} = \frac{Vr}{\Sigma \omega r^2 \cos \alpha} = \frac{Vr}{2I'}.$$

Soit r' la distance maxima de la projection du centre de gravité de la section d'une barre de contreventement au centre de gravité de la section normale, et soit r la distance analogue correspondant aux barres de treillis. Nous aurons pour le travail maximum des fers :

$$1^{\circ} \text{ du contreventement} \quad R = \frac{Vr'}{2I''};$$

$$2^{\circ} \text{ du treillis} \quad \frac{Vr}{2I'}.$$

C'est ainsi que nous avons obtenu les résultats consignés au tableau 15 (*page 104*); mais nous reconnaissons que la méthode suivie soulève les critiques que nous avons formulées au sujet du calcul de X_1 et du travail des fers dans les barres de treillis.

Ces critiques s'appliquent encore au travail des membrures; en effet ce que nous avons dit touchant les efforts qu'engendre la flexion transversale, suppose que les deux forces constituant le couple de flexion transversale agissent à égale distance des membrures d'intrados et d'extrados, ce qui n'est généralement pas vrai.

Résumons et complétons ces critiques :

1^o Répartition de l'effort tranchant. — Pour que les barres de treillis fussent seules actionnées par l'effort tranchant, il faudrait que les membrures fussent parallèles; ce qui est loin d'être exact pour un certain nombre de panneaux. Alors même que cette con-

dition serait remplie, l'on ne pourrait pas dire que les efforts des deux barres de treillis d'un même panneau sont égaux et de sens contraire. En effet, nous démontrerons plus loin que si b, c, f, j, a et a_1 sont les longueurs des barres d'un panneau (*fig. 37*), $\beta, \varepsilon, \varphi, \chi, \alpha$ et α_1 leurs tensions, et $\Omega, \Omega_1, \omega, \omega_1, S$ et S_1 leurs sections, on a la relation :

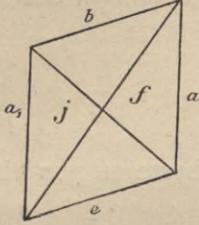


Fig. 37.

$$aa_1 \left(\frac{\alpha}{S} + \frac{\alpha_1}{S_1} \right) + \frac{b^3 \beta}{\Omega b} + \frac{c^3 \varepsilon}{\Omega_1 c} - \frac{f^3 \varphi}{\omega f} - \frac{j^3 \chi}{\omega_1 j} =$$

et pour que χ soit égal à $-\varphi$, il faudrait que l'on ait :

$$aa_1 \left(\frac{\alpha}{S} + \frac{\alpha_1}{S_1} \right) + \frac{b^3 \beta}{\Omega b} + \frac{c^3 \varepsilon}{\Omega_1 c} - \left(\frac{f^3}{\omega f} - \frac{j^3}{\omega_1 j} \right) \varphi = 0$$

condition qui ne sera généralement pas remplie.

Pour faciliter l'intelligence de la question, supposons que le panneau ait la forme d'un rectangle (*fig. 38*); l'équation ci-dessus deviendra :

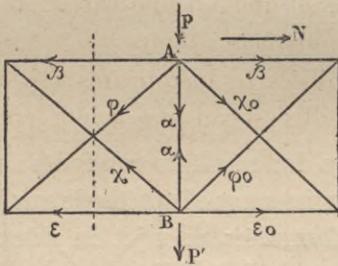


Fig. 38.

$$\frac{a^2}{S} (\alpha + \alpha_1) + \frac{b^2}{\Omega} (\beta + \varepsilon) = 0.$$

Mais si $\varphi = -\chi$, $\beta + \varepsilon = -N$, et l'on doit par suite avoir :

$$(1) \quad \frac{a^2}{S} (\alpha + \alpha_1) = \frac{b^2}{\Omega} N$$

N étant l'effort de traction longitudinale. Mais la somme des projections sur AB des forces qui s'exercent en chacun des points A et B doit être nulle; on a donc :

$$\cos \alpha (\varphi + \chi_0) + \alpha + p = 0,$$

$$\cos \alpha (\varphi_0 + \chi) + \alpha - p' = 0.$$

D'où :

$$\cos \alpha (\varphi + \chi_0 + \varphi_0 + \chi) + 2\alpha + p - p' = 0$$

Et comme par hypothèse

$$\varphi + \chi = 0, \quad \varphi_0 + \chi_0 = 0,$$

on a :

$$2x = p' - p$$

p et p' étant les forces extérieures appliquées aux points A et B

On aura pareillement :

$$2x_1 = p'_1 - p_1$$

et par suite

$$(2) \quad x + x_1 = \frac{p' + p'_1 - (p + p_1)}{2}$$

Mais les deux équations (1) et (2) ne seront généralement pas satisfaites à la fois, puisqu'elles exigent une certaine relation entre N et les forces p , relation qui n'existera généralement pas.

Si par exemple $p' = p$ et $p'_1 = p_1$, la deuxième équation donnera $x + x_1 = 0$, et pour que la première équation soit satisfaite en même temps, il faudra que N soit nul.

Ainsi, même avec les formes de charpente les plus propres à obtenir une égale répartition des efforts dans les barres de treillis, du moment qu'il existe des montants et que N a une valeur finie, ce résultat ne pourrait pas être généralement atteint.

Dans les panneaux voisins des retombées, les membrures résistent à l'effort tranchant et le véritable treillis est constitué par le polygone ABCDE composé des montants et des petites barres de treillis (fig. 59).

On ne saurait donc avoir aucune confiance dans une méthode qui néglige le rôle des montants et des membrures au point de vue de l'effort tranchant.

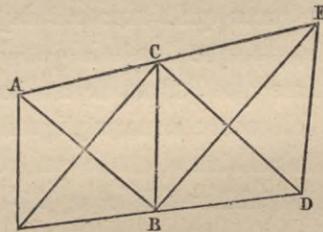


Fig. 39.

2° De la torsion. — Les objections qui précèdent s'appliquent encore ici, et la formule que nous avons employée pour le calcul de e suppose que les montants sont perpendiculaires à la fibre moyenne, qu'ils ne sont soumis à aucun effort, que le quadrilatère dans lequel se trouve l'entre-croisement qui relie les deux fermes ne se déforme pas, que les membrures sont parallèles entre elles : conditions qui ne sont pas remplies.

3° *De la flexion transversale.* — Ce que nous avons dit touchant les efforts qu'engendre cette flexion transversale, suppose que les deux forces constituant le couple de flexion transversale agissent à égale distance des membrures d'intrados et d'extrados, ce qui n'est généralement pas vrai.

Nous insistons sur ces considérations pour expliquer comment nous avons été conduit à chercher une nouvelle méthode et pour la recommander à ceux qui auront à calculer des arcs analogues à celui du viaduc de Garabit, même dans le cas où les montants seraient normaux à la fibre moyenne.

**§ 34. — Coefficients de travail des barres
de contreventement résistant à l'effort tranchant
dû à l'action du vent.**

Nous admettrons, comme nous l'avons fait tout à l'heure pour les treillis résistant à l'effort tranchant des poids, que le travail du fer dans les barres de contreventement est égal à l'effort tranchant divisé par la surface de ces barres projetée sur la section considérée.

Ces surfaces projetées ont déjà été calculées pour établir les valeurs de I , le moment d'inertie polaire.

Pour avoir les efforts tranchants, il suffira d'additionner toutes les forces qui s'exercent depuis la clef jusqu'à la section considérée, puisque l'on sait que l'effort tranchant est nul à la clef, de même que l'effort de traction longitudinale.

Ici encore nous négligeons la part que prennent les membrures à la résistance, en ce qui concerne l'effort tranchant dû au vent.

Le tableau 16 (*page 105*) donne les coefficients de travail cherchés.

**§ 35. — Coefficients totaux maxima de travail des barres
de treillis et de contreventement.**

Pour avoir ces coefficients totaux, il suffira :

1° En ce qui concerne les treillis, d'additionner entre eux les coefficients résultant d'une part de la torsion et d'autre part de l'effort tranchant dû au poids;

2° En ce qui concerne les barres de contreventement, d'additionner entre eux les coefficients résultant d'une part de la torsion et d'autre part de l'effort tranchant dû au vent.

Les tableaux 17 et 18 (pages 106 et 107) donnent ces coefficients totaux maxima.

§ 36. — Établissement des formules de la déformation de l'arc sous l'action des poids.

Nous partirons des formules suivantes de M. Bresse :

$$\Delta x_1 = \Delta x_0 - p_0(y_1 - y_0) + \int_{x_0}^{x_1} \left(\frac{N}{e} - \frac{P}{Ke'} \frac{dy}{dx} \right) dx - \int_{s_0}^{s_1} \frac{X(y_1 - y)}{er^2} ds$$

$$\Delta y_1 = \Delta y_0 + p_0(x_1 - x_0) + \int_{y_0}^{y_1} \left(\frac{N}{e} - \frac{P}{Ke'} \frac{dx}{dy} \right) dy + \int_{s_0}^{s_1} \frac{X(x_1 - x)}{er^2} ds$$

Δx_1 et Δy_1 sont les déplacements horizontaux et verticaux de la section considérée;

Δx_0 et Δy_0 sont les déplacements horizontaux et verticaux de la section initiale;

p_0 est la rotation de la section initiale autour de l'axe des Z;

P l'effort tranchant;

Ke' l'élasticité transversale.

En raison du peu d'importance du rôle de l'effort tranchant, nous négligerons les termes en P.

Nous avons d'ailleurs :

$$\frac{dy}{dx} = - \operatorname{tg} \alpha \quad \frac{dx}{ds} = \frac{1}{\cos \alpha} \quad e = E\Omega \quad er^2 = EI.$$

Par suite, les formules précédentes deviennent :

$$dx_1 = \chi_1 + \frac{1}{E} \int_{x_0}^{x_1} \frac{N}{\Omega} dx + \frac{1}{E} \int_{x_0}^{x_1} \frac{X(y - y_1)}{I \cos \alpha} dx,$$

$$dy_1 = \psi_1 - \frac{1}{E} \int_{x_0}^{x_1} \frac{N \operatorname{tg} \alpha}{\Omega} + \frac{1}{E} \int_{x_0}^{x_1} \frac{X(x - x_1)}{I \cos \alpha} dx.$$

Dans ces formules :

$$\chi_1 = \Delta x_0 - p_0(y_1 - y_0)$$

$$\psi_1 = \Delta y_0 + p_0(x_1 - x_0)$$

Enfin nous remplacerons, dans nos calculs, les intégrales par des sommes de termes en nombre fini. Nous avons admis pour la valeur du coefficient d'élasticité :

$$E = 1,60 \times 10^{10}.$$

§ 37. — Déformations dues à la charge permanente.

Pour la clef $dx_0 = 0$ et $p_0 = 0$; par suite $\gamma_1 = 0$.

Nous avons d'autre part calculé Δy_1 en négligeant $\psi_1 = \Delta y_0$, et nous avons trouvé qu'à la retombée $\Delta y_1 = 0,01927$.

Il en résulte que la diminution de flèche au sommet est égale à 0,01927, quantité dont il faut diminuer toutes les valeurs trouvées de Δy_1 pour avoir les valeurs exactes de la diminution d'ordonnée pour chaque point.

§ 38. — Déformations dues à la surcharge sur tout l'arc entre les grandes piles.

Nous avons opéré d'une manière identique à celle exposée pour le cas précédent.

§ 39. — Déformations dues à la surcharge comprise entre la clef et une des grandes piles.

Ici Δx_0 , Δy_0 et p_0 ont des valeurs autres que zéro.

Nous pouvons avoir immédiatement Δy_0 . C'est en effet la moyenne des valeurs trouvées dans les deux cas précédents. Cela résulte immédiatement du théorème sur la superposition des effets des forces.

En effet, une surcharge placée sur la moitié de gauche produira, à cause de la symétrie, la même diminution de flèche qu'une surcharge placée sur la moitié de droite. Donc ces deux surcharges

réunies produiront deux fois plus d'effet que chacune d'elles prises isolément; nous avons donc :

$$\Delta y_0 = - \frac{0,03845 + 0,01927}{2} = - 0,02886$$

Cela posé, nous calculerons Δx_1 et Δy_1 sans tenir compte de χ_1 et ψ_1 .

Nous trouvons alors qu'à la retombée $\Delta x_1 = m$ et $\Delta y_1 = n$.

Mais nous devons avoir :

$$\Delta x_1 \text{ total} = \Delta y_1 \text{ total} = 0$$

d'où :

$$\begin{aligned} \Delta x_0 + p_0 \times 57 + m &= 0 \\ - 0,02886 + p_0 \times 82,50 + n &= 0. \end{aligned}$$

Cette dernière équation donne p_0 , et alors la première donne Δx_0 . Nous aurons :

$$\begin{aligned} \chi_1 &= \Delta x_0 + p_0(57 - y_1) \\ \psi_1 &= - 0,02886 + p_0 x_1 \end{aligned}$$

Nous n'aurons donc plus qu'à composer les valeurs partielles que nous avons trouvées pour Δy_1 et Δx_1 , en négligeant χ_1 et ψ_1 , avec les valeurs de χ_1 et de ψ_1 , pour avoir les valeurs définitives de Δy_1 et Δx_1 .

Voilà pour le côté droit que nous supposons non chargé.

Pour calculer les valeurs de Δx_1 et Δy_1 relatives au côté gauche, nous remarquons qu'il suffit d'additionner les valeurs trouvées : 1° pour le cas de la charge permanente ; 2° pour le cas de la surcharge, et d'en retrancher celles trouvées pour le côté droit dans le cas qui nous occupe.

§ 40. — Déformations résultant de la dilatation.

Si on appelle π_1 et φ_1 la partie de la déformation qui résulte des forces extérieures, la clef étant prise pour origine et par suite Δx_0 et p_0 étant nuls, on a :

$$\Delta x_1 = \tau(x_1 - x_0) + \pi_1 \quad \Delta y_1 = - \tau(y_0 - y_1) + \varphi_1 + \Delta y_0$$

Or τ est ici égal à $\pm 0,000012 \times 30$.

Nous ne considérons que le cas d'une élévation de température,

les valeurs trouvées devant être simplement changées de signe pour le cas de l'abaissement de température.

Nous prendrons donc :

$$\tau = + 0,000012 \times 30 = + 0,00036.$$

La poussée correspondante sera positive et égale à

$$Q = + 42971 \text{kg.}$$

Cette poussée ne donne lieu qu'à un effort tranchant et à une compression tangentielle négligeables, et par suite le terme des forces extérieures se réduit à :

$$\frac{1}{E} \sum_{x_0}^{x_1} \frac{X(y - y_1)}{I \cos \alpha} \Delta x = - \frac{Q}{E} \sum_{x_0}^{x_1} \frac{y(y - y_1)}{I \cos \alpha} \Delta x \quad \text{pour } \Delta x_1,$$

et à

$$\frac{1}{E} \sum_{x_0}^{x_1} \frac{X(x_1 - x)}{I \cos \alpha} \Delta x = - \frac{Q}{E} \sum_{x_0}^{x_1} \frac{y(x_1 - x)}{I \cos \alpha} \Delta x \quad \text{pour } \Delta y_1.$$

On aura donc :

$$\Delta x_1 = \tau(x_1 - x_0) - \frac{Q}{E} \sum_{x_0}^{x_1} \frac{y(y - y_1)}{I \cos \alpha} \Delta x,$$

$$\Delta y_1 = - \tau(y_0 - y_1) - \frac{Q}{E} \sum_{x_0}^{x_1} \frac{y'(x_1 - x)}{I \cos \alpha} \Delta x + \Delta y_0$$

On calculera immédiatement Δx_1 . Quant à Δy_1 , on calculera sa valeur, abstraction faite de Δy_0 , et le résultat obtenu pour la retombée sera $-\Delta y_0$. Ayant Δy_0 , on en déduira Δy_1 pour tous les montants.

§ 41. — Résumé des déformations.

Les déformations sont résumées dans le tableau suivant :

NATURE DES INFLUENCES	DÉPLACEMENT HORIZONTAL MAXIMUM	DÉPLACEMENT VERTICAL MAXIMUM	DIMINUTION DE FLÈCHE
Charge permanente . .	Montant 7 (− 0,0057)	Montant 12 (0,0193)	0,0193
Charge permanente et surcharge totale . . .	Montant 6 (− 0,0051)	Clef (0,0384)	0,0384
Charge permanente et surcharge sur la moitié de l'arc.	Montant 9' (− 0,031)	Montant 9' (0,048)	0,0288
Dilatation	Montant 6 (± 0,012)	Clef (± 0,054)	± 0,054

Les déplacements horizontaux sont comptés par rapport à l'axe vertical de la ferme. Dans le cas de la surcharge sur la moitié de l'arc, les numéros marqués d'un indice s'appliquent aux côtés de l'arc où la surcharge a été placée.

On voit que sous l'influence de la surcharge totale et d'un abaissement de température de 30°, la flèche de l'arc peut diminuer de 0^m,092. En fait, cela ne se produira pas, car on n'aura jamais une surcharge de 4 800 kilog.

§ 42. — Déplacement du sommet de l'arc sous l'action du vent.

Nous envisagerons uniquement le cas du vent sans surcharge, c'est-à-dire que nous nous placerons dans l'hypothèse où, aucun train ne circulant, l'action du vent est égale à 270 kilog. par mètre carré de surface frappée.

Considérons la moitié gauche de l'arc et la section normale faite au point M de la fibre moyenne (fig. 40).

Soient V le moment de torsion,
 X le moment de flexion,
 I' le moment d'inertie polaire,
 I le moment d'inertie transversale pour le point M.

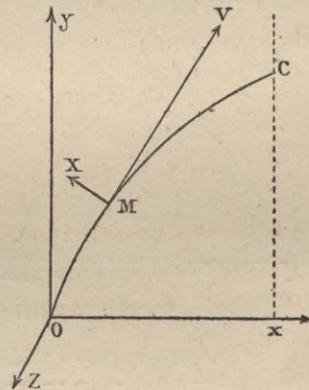


Fig. 40.

La section M par rapport à la section voisine prendra un mouvement qui se composera, l'effort tranchant étant négligeable :

- 1° D'une rotation autour de la ligne MV, représentée par $\frac{VdS}{EI'}$;
- 2° D'une rotation autour de la ligne MX, représentée par $\frac{XdS}{EI'}$.

Ces deux rotations peuvent se décomposer chacune en deux autres autour de l'axe des x et de l'axe des y .

La rotation totale autour de l'axe des x sera :

$$\frac{VdS}{EI'} \cos \alpha - \frac{XdS}{EI'} \sin \alpha.$$

La rotation totale autour de l'axe des y sera :

$$\frac{VdS}{EI''} \sin \alpha + \frac{XdS}{EI'} \cos \alpha.$$

Par suite, si nous appelons Δz_1 le déplacement du sommet C, nous aurons :

$$E\Delta z_1 = \left\{ \int_{x_0}^{x_1} \frac{Vdx}{I''} - \int_{x_0}^{x_1} \frac{X \operatorname{tg} \alpha dx}{I'} \right\} (y_1 - y) \\ - \left\{ \int_{x_0}^{x_1} \frac{V \operatorname{tg} \alpha}{I''} dx + \int_{x_0}^{x_1} \frac{Xd dx}{I'} \right\} (x_1 - x)$$

et remplaçant les intégrales par des sommes et groupant les termes en V et en X :

$$E\Delta z_1 = \sum_{x_0}^{x_1} \frac{V\Delta x}{I''} \{(y_1 - y) - \operatorname{tg} \alpha (x_1 - x)\} - \sum_{x_0}^{x_1} \frac{X\Delta x}{I'} \{(y_1 - y) \operatorname{tg} \alpha + (x_1 - x)\}$$

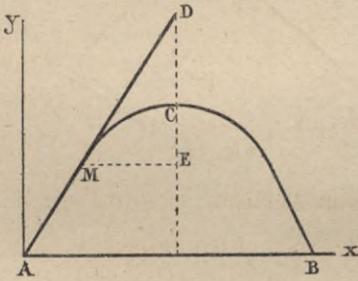


Fig. 41.

Nous allons faire usage de la propriété suivante de la parabole :

La sous-tangente DE (fig. 41) égale le double de la flèche CE, d'où il résulte que :

$$y_1 - y = \frac{(x_1 - x) \operatorname{tg} \alpha}{2}$$

Remplaçant dans l'expression de Δz_1 , il vient :

$$E\Delta z_1 = - \sum_{x_0}^{x_1} \frac{V\Delta x}{I''} \frac{(x_1 - x) \operatorname{tg} \alpha}{2} - \sum_{x_0}^{x_1} \frac{X\Delta x}{I'} \left\{ (x_1 - x) \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{2} + 1 \right) \right\}$$

et enfin :

$$E\Delta z_1 = - \sum_{x_0}^{x_1} \left\{ \frac{V\Delta x}{I''} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{2} + \frac{X\Delta x}{I'} \left(\frac{\operatorname{tg}^2 \alpha}{2} + 1 \right) \right\} (x_1 - x)$$

En opérant comme il vient d'être dit, nous avons trouvé que le sommet de l'arc se déplacera de 25^m/m environ sous l'action du vent, sans surcharge (*).

(*) Les objections que nous avons faites à la méthode générale appliquée ci-dessus n'ont qu'une faible importance, en ce qui concerne les membrures, lorsqu'il s'agit de l'action des poids. Par suite les tensions de membrures et les déformations calculées pour l'action des poids peuvent être considérées comme suffisamment exactes.

§ 43 — Calculs des efforts auxquels sont soumis les appuis de l'arc et les tirants d'amarrage.

Soient F une force quelconque due au vent et appliquée entre la clef et l'appui A (*fig. 42*), α et β les coordonnées de son point d'application, μ_1 et μ_2 les couples composants du couple total auxquels les réactions des appuis doivent faire équilibre. On a :

$$\mu_1 = \Sigma F\beta \quad \text{et} \quad \mu_2 = \Sigma F\alpha - X_1$$

Le tableau 19 (*page 108*) donne les éléments et les résultats du calcul de μ_1 et μ_2 .

Dans le cas du vent sans surcharge on a :

$$\mu_1 = 7\,931\,843 \quad \mu_2 = 7\,113\,401$$

et dans le cas du vent avec surcharge :

$$\mu_1 = 5\,392\,580 \quad \mu_2 = 4\,820\,022.$$

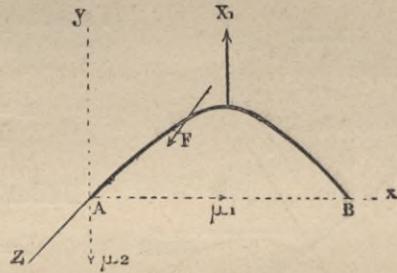


Fig. 42.

Le moment μ_1 donnera sur l'appui opposé au vent une compression verticale et sur l'appui placé du côté du vent une traction égale à $\frac{\mu_1}{20}$, et le moment μ_2 fera naître une compression et une traction horizontales égales à $\frac{\mu_2}{20}$.

Étudions d'abord le cas du vent sans surcharge qui donne l'effort d'arrachement maximum.

Le poids propre de l'arc, des palées et des sommiers est de 1 100 000 kg
 dont la moitié est 550 000

Les poids transmis à une moitié d'arc sont les suivants :

Montants 8 et 9	{ Réaction du tablier central . . . Réaction du tablier Marvejols . .	28 200 kg
		66 200
Montant 12.		<u>77 200</u>
Le poids total pour deux appuis est		<u>721 600 kg</u>
Ce qui donne par appui		<u><u>360 800 kg</u></u>

Poids d'un appui.	360 800 kg
Retranchons ce chiffre de celui qui représente la traction due au vent	396 590
	<hr/>
Nous avons pour la traction verticale sur l'appui	35 790 kg
	<hr/>
La poussée est dans ce cas, par ferme, de	251 199 kg
La traction horizontale due au vent est.	355 670
	<hr/>
Il en résulte que la traction horizontale résultante est de.	104 471 kg
	<hr/>

L'effort d'arrachement suivant le tirant est donc, α étant l'angle que fait le tirant avec l'horizontale (*fig. 45*) :

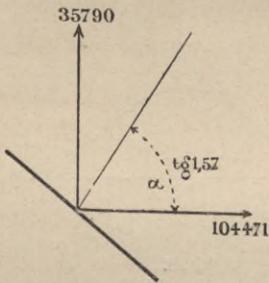


Fig. 43.

$$A = 104\,471 \cos \alpha + 35\,790 \sin \alpha = 86\,310,9.$$

L'effort tangentiel à l'appui est :

$$E = 104\,471 \sin \alpha - 35\,790 \cos \alpha = 68\,887,8.$$

On a par appui deux tirants d'amarage de 0^m,09 de diamètre dont la surface totale est :

$$S = \frac{1}{2} \pi d^2 = 0,0127235.$$

Par suite, l'effort de traction par millimètre carré est :

$$\frac{E}{S \times 10^6} = 5,4142.$$

Pour résister à l'effort de glissement qui se transmet à la pierre de taille par l'appui, muni à cet effet d'un talon, on a placé des crampons en fer galvanisé qui relie l'assise de pierre de taille à la maçonnerie et qui viendraient au besoin en aide à l'adhérence du mortier de ciment et à la rigidité propre de l'arc.

Passons à l'étude de l'action du vent avec surcharge, c'est-à-dire à l'examen du cas qui donne le maximum de compression sur l'appui.

Le poids pour deux appuis est, avec la charge permanente, de	721 600 ^{kg}
Montants 8 et 9	{ Réaction du tablier Marvejols 108 200 { Réaction du tablier central 47 300
Montant 12, réaction du tablier central.	
TOTAL	<u>1 007 200^{kg}</u>
Dont la moitié est	503 600 ^{kg}
Si on y ajoute la compression verticale due au vent	<u>269 600</u>
on a pour compression verticale totale	773 200 ^{kg}
La poussée est dans ce cas par appui de	385 940 ^{kg}
A quoi il faut ajouter la compression horizontale due au vent, soit	<u>241 000</u>
On a donc une compression totale de	<u><u>626 940^{kg}</u></u>

Et par suite la compression normale à l'appui est :

$$C = 773\,200 \cos \alpha + 626\,940 \sin \alpha = 944\,168^{\text{kg}}.$$

Le frottement est d'ailleurs de beaucoup supérieur à ce qui est nécessaire pour résister à la composante tangentielle. La rotule a 0^m,65 de largeur; si on suppose que le contact a lieu sur 0^m,10 (*) de cette surface, on a une surface réduite de 0^m,065 et par suite le poids transmis par millimètre carré est de

$$\frac{C}{0,065 \times 10^6} = 14\,5256.$$

La base de l'appui est de

$$1^{\text{m}},40 \times 1^{\text{m}},50 = 2^{\text{m}},10;$$

donc l'effort par centimètre carré sur la pierre de taille est de

$$\frac{C}{1,40 \times 1,50 \times 10^4} = 44,9604.$$

Cette pierre est d'un granit dont les échantillons ont résisté à des efforts de plus de 1 000 kilog. par centimètre carré.

(*) En réalité le contact s'opère pour les quatre rotules sur des longueurs variant de 0^m,090 à 0^m,121.

Calcul de la poussée. — Éléments.

NUMÉROS des SECTIONS	α	LOGARITHMES			LOGARITHMES			Δx
		$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$Tg \alpha$	x	y	Δx	
1	53° 40' 48"	1,9033784	1,7776465	0,1257278	1,9017307	0,5728716	0,6651117	4,625
2	54° 50' 51"	1,8956205	1,7908174	0,1048107	1,8808136	0,9360108	0,6309361	4,275
3	50° 4' 8"	1,8843739	1,8078969	0,0764771	1,8524800	1,4628630	0,6989700	5,000
4	47° 52' 2"	1,8701655	1,8266260	0,0435410	1,8195439	1,3121774	0,7201593	5,250
5	45° 28' 26"	1,8530474	1,8458632	0,0071858	1,7831887	1,4173056	0,7481880	5,600
6	42° 32' 52"	1,8300782	1,8672987	1,9627777	1,7387806	1,5031094	0,7853298	6,100
7	39° 5' 18"	1,7996973	1,8899595	1,9097388	1,6857417	1,5718252	0,8129134	6,500
8	34° 59' 48"	1,7585553	1,9138822	1,8451734	1,6211763	1,6270585	0,7671559	5,850
9	31° 38' 55"	1,7199180	1,9300735	1,7898449	1,5658478	1,6395359	0,7160033	5,200
10	27° 44' 28"	1,6678984	1,9469726	1,7209267	1,4969296	1,6878855	0,8061800	6,400
11	24° 53' 57"	1,5716789	1,9674738	1,6042083	1,3802112	1,7175041	0,8750613	7,500
12	15° 21' 35"	1,4230463	1,9842040	1,4388409	1,2148438	1,7383841	0,8976271	7,900
13	7° 49' 14"	1,1337655	1,9959414	1,1378110	0,9138139	1,7515870	0,9138139	8,200
14	0	— ∞	0,0000000	— ∞	— ∞	1,7558749	0,6127839	4,100

Calcul de la Pousée. — Arc sans surcharge.

$$Q = \frac{\sum \frac{X'y \Delta x}{I \cos \alpha} + \sum \frac{\Sigma F_y \sin \alpha \Delta x}{\Omega}}{\sum \frac{y^2 \Delta x}{I \cos \alpha} - \sum \frac{\cos \alpha \Delta x}{\Omega}}$$

NUMÉROS des SECTIONS	X'	ΣF_y	I	Ω	$\frac{X'y \Delta x}{I \cos \alpha}$	$\frac{\Sigma F_y \sin \alpha \Delta x}{\Omega}$	$\frac{y^2 \Delta x}{I \cos \alpha}$	$\frac{\cos \alpha \Delta x}{\Omega}$
1	4 899 540	690 740 ^{kg}	0,265258	367,696 ^{mm²}	206 686 000	6 955 140	406,95	7,54
2	4 403 384	646 640	1,423952	358,496	233 964 000	6 063 680	458,54	7,37
3	7 406 004	606 140	1,656580	322,096	506 176 000	7 209 850	994,45	9,97
4	10 432 834	564 440	2,554700	326,096	656 800 000	6 822 630	1 289,88	10,93
5	13 292 614	521 940	3,287014	306,496	844 191 000	6 798 700	1 660,40	12,81
6	16 236 704	479 640	4,194230	306,496	1 020 910 000	6 454 950	2 002,63	14,66
7	19 414 584	438 540	5,568032	290,896	1 307 431 000	6 178 400	2 551,98	17,34
8	21 905 564	397 640	5,040192	290,896	1 315 031 000	4 586 240	2 543,57	16,47
9	23 708 734	298 156	4,672008	251,696	1 445 372 000	3 232 120	2 725,83	17,59
10	24 948 994	204 772	4,276196	225,896	2 056 310 000	2 700 400	4 017,17	25,08
11	26 352 194	174 472	4,677920	225,896	2 376 072 000	2 160 450	4 704,84	30,80
12	27 562 734	143 272	4,938176	225,896	2 503 574 000	1 327 120	4 973,05	33,72
13	28 282 844	32 900	4,893928	212,896	2 698 673 000	172 420	5 385,28	38,46
14	28 421 024	00 000	4,998460	212,896	1 328 800 000	0	2 664,98	19,26

$$Q = \frac{18\ 408\ 327\ 900}{36\ 640,88} = 502\ 399^{kg}$$

Calcul de la poussée.

NUMÉROS des SECTIONS	RÉACTION DE 10.000 ^{kg} A LA RETOMBÉE DE L'ARC				SURCHARGE DE 10.000 ^{kg} AUX MONTANTS VILLETIX				SURCHARGE DE 10.000 ^{kg} AU MONTANT XII			
	X'	ΣF_g	$\frac{X'y}{I \cos \alpha} \Delta x$	$\frac{\Sigma F_g \sin \alpha}{\Omega} \Delta x$	X'	ΣF	$\frac{X'y}{I \cos \alpha} \Delta x$	$\frac{\Sigma F_g \sin \alpha}{\Omega} \Delta x$	X'	ΣF_g	$\frac{X'y}{I \cos \alpha} \Delta x$	$\frac{\Sigma F_g \sin \alpha}{\Omega} \Delta x$
1	27 500	40 000	2 992 250	400 691	0	0	0	0	0	0	0	0
2	65 000	40 000	3 453 640	93 772	0	0	0	0	0	0	0	0
3	113 000	40 000	7 723 190	418 947	0	0	0	0	0	0	0	0
4	165 000	40 000	10 374 810	120 877	0	0	0	0	0	0	0	0
5	218 000	40 000	13 844 810	130 258	0	0	0	0	0	0	0	0
6	277 000	40 000	17 416 910	134 579	0	0	0	0	0	0	0	0
7	340 000	40 000	23 253 830	140 886	0	0	0	0	0	0	0	0
8	407 000	40 000	24 433 410	145 337	0	0	0	0	0	0	0	0
9	457 000	40 000	27 282 200	108 402	18 600	40 000	4 410 390	108 402	0	0	0	0
10	511 000	40 000	42 416 850	131 875	112 200	20 000	9 247 580	263 750	0	0	0	0
11	585 000	40 000	52 746 740	123 830	260 200	20 000	23 461 400	247 660	0	0	0	0
12	661 000	40 000	60 040 000	92 631	412 200	20 000	37 441 000	185 262	0	0	0	0
13	743 000	40 000	70 895 000	52 409	576 200	20 000	54 979 400	104 818	41 200	10 000	3 931 200	52 409
14	825 000	40 000	38 572 100	0	740 200	20 000	34 607 300	0	423 200	40 000	5 760 100	0
			$Q = 393\ 679\ 946 = 10\ 745,92$				$Q = 459\ 936\ 878 = - 4\ 364,98$				$Q = 9\ 638\ 891 = - 263,06$	
			$36\ 640,88$				$36\ 640,88$				$36\ 640,88$	

Calcul des moments d'inertie transversaux des Membrures de l'arc à considérer
pour la flexion produite par le vent.

$$I = 2\omega_e(V'^2 + V^2).$$

NUMÉROS des SECTIONS	EXTRADOS				INTRADOS				I
	$2\omega_e$	V''	V'^2	$2\omega_e V'^2$	$\omega_2 i$	V'	V^2	$2\omega_i V'^2$	
1	183 848mm ²	9,52	90,6304	16,662210	183 848mm ²	9,68	93,7024	17,227000	33,889210
2	179 248	8,95	80,1025	14,358210	179 248	9,17	84,0889	15,072780	29,430990
3	161 048	8,26	68,2276	10,987920	161 048	8,57	73,4449	11,828150	22,816070
4	161 048	7,57	57,3049	9,228840	161 048	7,99	63,8401	10,281320	19,510160
5	153 248	6,90	47,6100	7,296140	153 248	7,37	54,3169	8,323956	15,620096
6	153 248	6,20	38,4400	5,890853	153 248	6,77	45,8329	7,023800	12,914653
7	145 448	5,54	30,6916	4,464031	145 448	6,20	38,4400	5,591020	10,055051
8	145 448	4,94	24,4036	3,549454	145 448	5,69	32,3761	4,709040	8,258494
9	125 948	4,56	20,7936	2,618912	125 948	5,35	28,6225	3,604947	6,223859
10	112 948	4,18	17,4724	1,975473	112 948	5,04	25,4016	2,869035	4,842528
11	112 948	3,61	13,0321	1,471950	112 948	4,69	21,9961	2,484416	3,956366
12	112 948	3,44	11,8356	1,336581	112 948	4,43	19,6249	2,216600	3,553181
13	106 448	3,23	10,4329	1,110561	106 448	4,28	18,3184	1,949958	3,060519
14	106 448	3,14	9,8596	1,049535	106 448	4,22	17,8084	1,895660	2,945195

Moments d'inertie polaire
à considérer pour le calcul de la torsion produite par le vent.

$$I'' = \frac{2 \omega r^2 + \omega_e r_e^2 + \omega_i r_i^2}{2} = \omega r^2 + \frac{1}{2} (\omega_e + \omega_i) r^2.$$

NUMÉROS des SECTIONS	SECTION DES TRELLIS		SECTION DES TRELLIS PROPRIÉTÉS		TOTAL ω	SECTION DES CONTRAITEMENTS		SECT. DES CONTRAITEMENTS PROPRIÉTÉS	
	BARRÉS EXT.		BARRÉS INT.			INTRADOS		EXTRADOS	
	BARRÉS INT.	BARRÉS EXT.	BARRÉS INT.	BARRÉS EXT.		EXTRADOS	INTRADOS	EXTRADOS	INTRADOS
1	»	»	»	»	67 200 mm ²	6 000 mm ²	5 436 mm ²	48 000 mm ²	16 400 mm ²
2	13 834 mm ²	8 400 mm ²	3 464 mm ²	7 451 mm ²	10 915	6 000	5 436	47 600	18 000
3	11 480	8 400	3 643	8 151	11 794	6 000	5 436	46 800	16 400
4	9 196	8 400	3 886	8 231	12 117	6 000	5 436	45 200	15 200
5	8 400	8 400	3 417	8 272	11 689	6 000	5 436	44 400	14 400
6	8 400	8 400	3 781	8 298	12 079	6 000	5 436	43 600	13 600
7	8 400	8 400	3 814	8 272	12 086	6 800	6 800	45 000	14 500
8	12 300	12 300	6 381	11 908	18 289	6 800	6 800	45 500	14 400
9	8 400	8 400	5 940	8 054	13 994	4 716	4 716	44 800	14 000
10	10 764	8 400	6 220	8 000	14 220	5 436	5 436	8 500	7 800
11	8 400	8 400	5 200	7 630	12 830	5 436	5 436	8 100	7 600
12	9 984	8 400	6 450	7 300	13 750	4 716	4 716	6 800	6 000
13	12 300	12 300	8 780	10 250	19 030	4 716	4 716	6 600	5 800
14	9 984	9 984	7 670	7 670	15 340	4 716	4 716	6 600	5 600

TABLEAU N° 5 (suite).

NUMÉROS des SECTIONS	r	r'	r ²	r ²	r ²	or ²	$\frac{1}{2}(\omega_0 + \omega_i r^2)$	I ^v
1	9,59	4,45	91,9681	2,4025	6,480257	0,036163	6,216420	
2	9,00	4,90	81,0000	2,6100	0,884415	0,064258	0,948373	
3	8,39	2,40	70,3921	5,7600	0,830204	0,095616	0,925820	
4	7,72	2,85	59,5984	8,4225	0,722154	0,423462	0,845616	
5	7,10	3,30	50,4100	10,8900	0,589243	0,456816	0,746039	
6	6,71	3,70	45,0241	13,6900	0,543846	0,486184	0,730030	
7	5,86	4,05	34,3396	16,4025	0,465670	0,213253	0,678903	
8	5,30	4,25	28,0900	18,0625	0,350844	0,187850	0,558694	
9	4,94	4,40	24,4036	19,3600	0,344505	0,278784	0,620289	
10	4,60	4,55	21,1600	20,2500	0,300895	0,441750	0,442645	
11	4,21	4,55	17,7241	20,7025	0,227400	0,136636	0,364036	
12	3,93	4,80	15,4449	23,0400	0,212367	0,447436	0,359823	
13	3,74	4,95	13,9876	24,5025	0,266184	0,451918	0,448102	
14	3,68	5,00	13,5424	25,0000	0,207740	0,452500	0,360240	

Action du vent sur l'arc sans surcharge.

NUMEROS DES MONTANTS	SURFACES offertes au vent PAR L'ARC	EFFORTS provenant DE L'ARC	NUMEROS DES SECTIONS	SF	H	U	H cos α	U sin α	V' = $\frac{H \cos \alpha}{U \sin \alpha}$	H sin α	U cos α
1	22mm	5 940 ^k	1	108 000	3 698 851	4 072 011	2 216 740	3 258 130	—	2 961 020	2 439 170
2	23	6 210	2	102 060	3 185 703	3 676 653	1 968 000	2 891 210	—	2 505 140	2 271 270
3	26	7 020	3	95 850	2 600 326	3 202 290	1 670 800	2 453 770	—	1 992 510	2 037 580
4	30	8 100	4	88 830	2 051 895	2 724 930	1 376 510	2 020 790	—	1 521 670	1 828 020
5	33	8 910	5	80 730	1 578 745	2 279 241	1 106 820	1 624 940	—	1 125 530	1 598 280
6	34	9 180	6	71 820	1 144 687	1 831 446	843 306	1 238 430	—	774 043	1 349 280
7	35	9 450	7	62 640	779 625	1 441 110	605 125	889 730	—	491 566	1 095 270
8	36	8 100	8	53 190	487 607	1 025 550	399 440	588 182	—	279 657	840 116
9	30	8 100	9	43 090	322 166	774 666	274 254	406 474	—	169 043	659 460
10	35	9 450	10	36 990	201 205	563 256	478 078	262 183	—	93 656	498 515
11	34	9 180	11	27 540	88 861	326 625	82 449	121 823	—	39 374	303 056
12	34	9 180	12	18 360	28 437	151 287	27 441	40 072	—	7 538	145 883
13	34	9 180	13	9 180	3 947	38 556	3 910	5 246	—	1 336	38 198
			14	0	0	0	0	0	—	0	0

TABLEAU N° 6 (suite).

NUMÉROS DES SECTIONS	$X' - H \sin \alpha$ $- U \cos \alpha$	$\frac{X'}{Y}$	$\frac{V' \lg \alpha}{Y'}$	$\frac{X'}{Y} + \frac{V' \lg \alpha}{Y'}$	$\left(\frac{X'}{Y} + \frac{V' \lg \alpha}{Y'}\right) \Delta x$	$\frac{\cos \alpha}{Y}$	$\frac{\sin \alpha \lg \alpha}{Y'}$	$\frac{\cos \alpha}{Y} + \frac{\sin \alpha \lg \alpha}{Y'}$	$\left(\frac{\cos \alpha}{Y} + \frac{\sin \alpha \lg \alpha}{Y'}\right) \Delta x$
1	5 400 190	159 348	223 800	383 148	1 772 060	0,01 768	0,47 201	0,48 969	0,8 773
2	4 782 410	162 496	1 239 170	4 401 666	5 992 120	0,02 099	4,05 550	4,07 649	4,6 020
3	4 050 090	177 510	1 008 530	4 186 060	5 930 300	0,02 816	0,98 701	4,01 517	5,0 758
4	3 349 690	171 690	842 253	4 013 943	5 323 190	0,03 439	0,96 947	4,00 386	5,2 703
5	2 723 810	174 380	706 062	880 442	4 930 470	0,04 489	0,97 454	4,01 643	5,6 920
6	2 123 323	164 412	496 787	661 499	4 033 310	0,05 705	0,85 019	0,90 724	5,5 342
7	1 586 836	157 815	328 579	486 394	3 161 560	0,07 719	0,75 445	0,83 164	5,4 057
8	1 119 773	135 590	245 301	380 891	2 228 260	0,09 920	0,74 539	0,84 459	4,9 409
9	828 503	133 117	131 386	264 503	1 375 410	0,13 678	0,52 140	0,65 818	3,4 226
10	592 171	122 285	99 929	222 214	4 422 170	0,18 277	0,55 306	0,73 583	4,7 093
11	336 199	84 977	43 479	128 456	963 143	0,23 452	0,41 186	0,64 638	4,8 473
12	153 421	43 178	9 643	52 821	417 286	0,27 138	0,20 220	0,47 358	3,7 413
13	38 735	42 636	439	13 095	107 379	0,32 370	0,04 470	0,36 840	3,0 209
14	0	0	0	0	0	0,33 954	0,00 000	0,33 954	1,3 921

$$X_1 = - \frac{\sum \left(\frac{V' \lg \alpha}{Y'} + \frac{X'}{Y} \right) \Delta x}{\sum \left(\frac{\lg \alpha \sin \alpha}{Y'} + \frac{\cos \alpha}{Y} \right) \Delta x} = \frac{37 636 658}{58,5317} = 643 355.$$

Action du vent sans surcharge sur le tablier et les palées.

NUMÉROS des MONTANTS	EFFORTS provenant DU TABLIER	EFFORTS provenant DE LA PALÉE	NUMÉROS des SECTIONS	H	U	H cos α	U sin α	V=H cos α.—U sin α
1	»	»	1	3 605 302	3 164 554	2 160 670	2 533 300	- 372 630
2	»	»	2	3 314 888	2 941 054	2 047 460	2 312 750	- 265 590
3	»	»	3	2 961 026	2 654 974	1 902 570	2 034 390	- 131 820
4	»	»	4	2 605 214	2 345 054	1 747 710	1 739 070	+ 8 640
5	»	»	5	2 270 262	2 029 174	1 591 990	1 446 660	+ 145 330
6	»	»	6	1 929 946	1 677 534	1 421 820	1 134 360	+ 287 460
7	»	»	7	1 604 530	1 302 054	1 245 400	820 968	+ 424 432
8	44 500k	2 800k	8	1 302 954	90 2734	1 067 360	517 744	+ 549 616
9	44 500k	2 800k	9	795 688	636 912	677 355	334 193	+ 343 162
10	»	»	10	406 506	477 000	359 781	222 033	+ 137 748
11	»	»	11	320 506	292 000	297 379	108 908	+ 188 471
12	25 000k	»	12	256 256	402 000	247 103	27 017	+ 220 086
13	»	»	13	0	0	0	0	0
			14	0	0	0	0	0

TABLEAU N^o 7 (suite).

NUMÉROS des SECTIONS	H sinh α	U cos α	X' = -H sinh α - U cos α	$\frac{X'}{V}$	$\frac{V' \lg \alpha}{V'}$	$\frac{X' + \frac{V' \lg \alpha}{V'}}$	$\left(\frac{X'}{V} + \frac{V' \lg \alpha}{V'}\right) \Delta x$
1	2 886 120	1 896 530	- 4 782 650	- 444 126	- 80 069	- 221 495	- 1 023 030
2	2 605 920	1 846 860	- 4 422 780	- 450 277	- 356 621	- 506 898	- 2 166 990
3	2 268 900	1 705 910	- 3 974 810	- 474 241	- 469 798	- 344 009	- 1 720 850
4	1 932 010	1 573 180	- 3 505 190	- 479 660	- 41 295	- 468 363	- 883 916
5	1 618 540	1 422 930	- 3 041 470	- 494 714	- 498 047	+ 3 333	+ 48 663
6	1 305 040	1 235 860	- 2 540 900	- 496 944	- 361 422	+ 464 478	+ 1 003 320
7	1 014 680	1 010 620	- 2 022 300	- 201 123	- 507 852	+ 306 729	+ 1 993 740
8	747 282	739 506	- 1 486 788	- 180 033	- 714 315	+ 534 282	+ 3 125 550
9	417 504	542 192	- 959 696	- 154 196	- 340 998	+ 486 802	+ 971 365
10	189 220	422 173	- 611 393	- 126 252	- 463 665	+ 37 413	+ 239 443
11	119 540	270 930	- 390 470	- 98 694	- 208 117	+ 409 423	+ 820 673
12	67 876	98 357	- 166 233	- 46 784	- 168 014	+ 121 230	+ 957 717
13	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0

$$X_1 = - \frac{3\,336\,487}{58\,5317} = - 57\,003.$$

Action du vent sur le train.

NUMÉROS des MONTANTS	ACTION DU VENT sur LE TRAIN	NUMÉROS des SECTIONS	H	U	H cos α	U sin α	V' = H cos α — Usin α	H sin α
1	»	1	931 750	780 225	558 400	624 586	— 66 186	745 887
2	»	2	860 845	725 850	531 793	570 786	— 38 993	676 942
3	»	3	775 025	656 250	497 981	502 855	— 4 874	593 730
4	»	4	688 460	580 850	461 854	430 754	+ 31 400	510 557
5	»	5	606 970	504 000	425 628	359 317	+ 66 314	432 727
6	»	6	524 175	418 450	386 167	282 931	+ 403 216	354 450
7	»	7	445 005	327 100	345 402	206 242	+ 139 160	280 384
8	4 000 ^k	8	371 635	229 950	304 438	131 883	+ 172 555	213 144
9	4 000	9	234 570	164 890	199 685	86 519	+ 113 166	123 081
10	»	10	125 190	124 030	110 801	57 733	+ 53 068	58 273
11	»	11	102 830	75 930	95 410	28 320	+ 67 090	38 353
12	6 500	12	86 125	26 530	83 049	7 027	+ 76 022	22 813
13	»	13	0	0	0	0	0	0
14	»	14	0	0	0	0	0	0

TABLEAU N° 8 (suite).

NUMÉROS des SECTIONS	$U \cos \alpha$	$N' = -H \sin \alpha - U \cos \alpha$	$\frac{X'}{I}$	$\frac{V' \lg \alpha}{I}$	$\frac{X'}{I} + \frac{V' \lg \alpha}{I}$	$\left(\frac{X'}{I} + \frac{V' \lg \alpha}{I}\right) \Delta x$
1	467 589	- 1 213 476	- 35 807	- 14 222	- 50 029	231 384
2	448 398	- 1 125 340	- 38 236	- 52 358	- 90 574	387 247
3	421 664	- 1 015 394	- 44 504	- 6 278	- 50 782	253 910
4	389 664	- 900 221	- 46 141	+ 40 656	- 5 485	28 796
5	353 422	- 786 149	- 50 330	+ 90 364	+ 40 034	224 190
6	308 278	- 662 728	- 51 316	+ 129 773	+ 78 457	478 588
7	253 887	- 534 471	- 53 454	+ 166 512	+ 113 388	736 827
8	188 372	- 401 516	- 48 619	+ 224 263	+ 175 644	1 027 520
9	140 368	- 263 449	- 42 329	+ 112 452	+ 70 123	364 640
10	109 774	- 168 047	- 34 702	+ 63 041	+ 28 339	181 370
11	70 481	- 108 834	- 27 508	+ 74 084	+ 46 576	349 320
12	25 582	- 48 395	- 13 620	+ 58 035	+ 44 415	350 880
13	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0

$$X_1 = - \frac{2\,811\,998}{58\,5317} = - 48\,042$$

Travail des membrures de l'arc, sous l'action de la charge permanente seule.

NUMÉROS des SECTIONS	$X = N - Qy$	$-N' = \Sigma F \sin \alpha$	$Q \cos \alpha$	$-N = -N'$ $-Q \cos \alpha$	N Ω	$\frac{hX}{I}$	$R_e = \left(\frac{N + Vx}{\Omega + I} \right)^{\frac{1}{4}}$	$R_s = \left(\frac{N + hX}{\Omega + I} \right)^{\frac{1}{4}}$	$\frac{h}{I}$ LOGARITHME
1	20 570	552 953	301 090	854 043	2 322 350	413 990	2, 437	2, 209	0, 7436431
2	67 684	508 498	310 360	818 858	2 284 450	414 420	2, 398	2, 170	0, 2270232
3	96 404	464 458	322 810	787 268	2 444 200	439 230	2, 583	2, 305	0, 4609936
4	423 634	418 584	337 030	755 614	2 345 900	442 770	2, 489	2, 193	0, 0624821
5	459 914	372 407	352 300	724 407	2 363 500	460 950	2, 524	2, 202	0, 0028103
6	235 304	324 335	370 120	694 435	2 265 750	208 850	2, 475	2, 037	1, 9482303
7	370 084	276 507	389 950	666 437	2 291 050	232 470	2, 623	4, 939	1, 9530758
8	618 964	228 058	411 560	639 618	2 198 750	528 060	2, 727	1, 671	1, 9310353
9	769 234	156 447	427 690	584 137	2 320 800	732 680	3, 034	1, 589	1, 9788520
10	462 094	95 313	444 660	539 973	2 390 300	486 280	2, 876	1, 904	0, 0222586
11	436 994	65 072	466 150	531 222	2 351 550	437 640	2, 489	2, 214	0, 0020460
12	56 434	37 949	484 460	522 409	2 312 550	55 441	2, 367	2, 237	1, 9901243
13	— 72 556	4 474	497 720	502 194	2 358 800	— 73 358	1, 625	2, 432	0, 0048830
14	— 215 676	0	502 399	502 399	2 359 800	— 215 750	2, 134	2, 576	0, 0001433

Travail des membrures de l'arc sous l'action de la charge permanente
et de la surcharge totale agissant simultanément.

NUMÉROS DES SECTIONS	X'	Qy	X = X' - Qy	ΣF_y	$\frac{-N' - \Sigma F_y}{\sin \alpha}$	Q cos α	$-N - N' + Q \cos \alpha$	$\frac{N}{\Omega}$	$\frac{\Delta X}{I}$	$R_0 = \left(\frac{N + \Delta X}{\Omega} \right) \frac{1}{10^6}$	$R_1 = \left(\frac{N + \Delta X}{\Omega} - I \right) \frac{1}{10^6}$
1	2 684 760	2 886 840	- 202 080	976 276	784 530	462 590	1 243 120	3 380 800	- 441 990	3, 269	3, 493
2	6 259 364	6 661 330	- 401 966	932 176	733 030	478 835	1 209 865	3 374 800	- 679 540	2, 695	4, 035
3	10 632 564	11 230 800	- 598 236	891 676	683 252	495 961	1 179 213	3 661 000	- 866 710	2, 794	4, 528
4	15 144 484	15 839 000	- 694 816	849 976	630 336	517 817	1 148 153	3 564 600	- 802 330	2, 763	4, 367
5	19 517 304	20 177 000	- 659 696	807 476	575 675	541 268	1 116 943	3 644 200	- 663 980	2, 980	4, 308
6	24 146 054	24 584 400	- 438 346	765 176	517 416	568 636	1 086 072	3 543 400	- 300 270	3, 242	3, 843
7	28 822 814	28 798 900	+ 23 914	724 076	456 543	599 415	1 055 658	3 628 900	+ 21 464	3, 843	3, 414
8	33 326 884	32 704 600	+ 822 284	683 176	391 821	632 314	1 024 135	3 320 600	+ 701 530	4, 223	2, 819
9	36 613 148	35 244 400	+ 1 369 048	505 939	265 481	637 089	922 570	3 663 400	+ 1 304 000	4, 969	2, 361
10	38 667 467	37 621 500	+ 1 045 967	334 842	135 861	683 160	839 021	3 714 400	+ 1 100 700	4, 815	2, 613
11	41 033 187	40 276 800	+ 756 387	304 542	113 586	716 183	829 769	3 673 200	+ 759 950	4, 433	2, 913
12	42 232 267	42 260 500	+ 971 767	273 342	72 402	744 310	816 712	3 615 400	+ 949 490	4, 564	2, 666
13	44 483 046	43 565 000	+ 918 046	32 900	4 477	764 701	769 178	3 612 900	+ 928 180	4, 541	2, 685
14	44 621 226	43 997 200	+ 624 026	0	0	771 881	771 881	3 625 600	+ 624 230	4, 250	3, 002

NOUVEAU PROJET.

VIADUC DE

Travail des membrures de l'arc sous l'action simultanée de la charge permanente et de la surcharge comprise entre la clef et une des grandes piles.

NUMÉROS des SECTIONS	X'	Qy	X = X' - Qy	T - ΣF _d	-N' = (T - ΣF _d sin α)
1	2 169 549	2 382 900	- 213 351	+ 788 925	+ 631 530
2	5 041 586	5 498 520	- 456 934	+ 744 825	+ 585 710
3	8 515 494	9 270 390	- 754 896	+ 704 325	+ 539 690
4	12 052 884	13 074 100	- 1 021 216	+ 662 625	+ 491 400
5	15 443 064	16 654 800	- 1 211 736	+ 620 125	+ 442 110
6	18 956 424	20 292 900	- 1 335 476	+ 577 825	+ 390 730
7	22 452 874	23 771 700	- 1 318 826	+ 536 725	+ 338 410
8	25 901 694	26 995 600	- 1 093 906	+ 495 825	+ 284 370
9	28 495 794	29 091 800	- 896 006	+ 396 341	+ 207 96 0
10	29 966 244	31 054 200	- 1 087 956	+ 302 937	+ 141 020
11	32 095 014	33 246 000	- 1 151 986	+ 272 657	+ 101 690
12	34 052 764	34 883 400	- 730 636	+ 241 457	+ 63 957
13	35 577 994	35 960 200	- 382 206	+ 131 085	+ 17 837
14	36 521 284	36 317 000	+ 204 284	+ 98 185	0
13'	37 187 896	35 960 200	+ 1 227 696	+ 65 285	+ 8 883
12'	36 742 237	34 883 400	+ 1 858 837	+ 175 157	+ 46 395
11'	35 289 367	33 246 000	+ 2 043 367	+ 206 357	+ 76 966
10'	33 650 217	31 054 200	+ 2 596 017	+ 236 657	+ 110 160
9'	32 126 088	29 091 800	+ 3 034 288	+ 407 774	+ 213 960
8'	29 530 764	26 995 600	+ 2 535 164	+ 584 991	+ 335 510
7'	25 484 524	23 771 700	+ 1 712 824	+ 625 891	+ 394 630
6'	21 426 334	20 292 900	+ 1 133 434	+ 666 991	+ 451 020
5'	17 376 854	16 654 800	+ 722 054	+ 709 291	+ 505 680
4'	13 524 134	13 074 100	+ 450 034	+ 751 791	+ 557 520
3'	9 523 074	9 270 390	+ 252 684	+ 793 491	+ 608 020
2'	5 621 162	5 498 520	+ 122 642	+ 833 991	+ 655 820
1'	2 414 751	2 382 900	+ 31 851	+ 878 091	+ 702 930

GARABIT

TABLEAU N° 11.

charge permanente et de la surcharge comprise entre la clef et une des grandes piles.

Q cos α	-N = -(N' + Q cos α)	$\frac{N}{\Omega}$	$\frac{hX}{i}$	$R_c = \left(\frac{N}{\Omega} + \frac{hX}{i}\right) \frac{1}{10^6}$	$R_t = \left(\frac{N}{\Omega} - \frac{hX}{i}\right) \frac{1}{10^6}$
381 840	1 013 390	2 756 000	- 1 182 300	1,574	3,938
393 600	979 310	2 731 700	- 772 460	1,960	3,504
409 390	949 080	2 946 500	- 1 093 700	1,853	4,040
427 430	918 830	2 852 600	- 1 179 200	1,674	4,032
446 780	888 890	2 900 100	- 1 219 600	1,680	4,120
469 390	860 120	2 806 300	- 1 185 300	1,621	3,991
494 530	832 940	2 863 300	- 1 183 700	1,679	4,047
521 930	806 300	2 771 700	- 933 260	1,739	3,705
542 380	750 340	2 981 100	- 853 420	2,128	3,834
563 910	704 930	3 120 500	- 1 144 900	1,975	4,265
591 160	692 850	3 067 100	- 1 156 400	1,911	4,223
614 380	678 337	3 002 800	- 713 890	2,869	3,717
631 210	649 047	3 048 600	- 386 430	2,662	3,435
637 140	637 140	2 992 700	+ 204 350	3,197	2,799
631 210	640 093	3 006 530	+ 1 241 300	4,248	1,765
614 380	660 775	2 925 100	+ 1 816 200	4,741	1,109
591 160	668 126	2 957 600	+ 2 053 000	5,011	0,905
563 910	674 070	2 983 900	+ 2 731 900	5,716	0,252
542 380	756 340	3 005 600	+ 2 890 100	5,896	0,116
521 930	857 440	2 947 500	+ 2 162 900	5,111	0,785
494 530	889 160	3 056 600	+ 1 537 300	4,594	1,520
469 390	920 410	3 003 000	+ 1 006 000	4,009	1,997
446 780	952 460	3 107 540	+ 726 740	3,834	2,381
427 430	984 950	3 057 900	+ 519 670	3,578	2,539
409 390	1 017 410	3 158 700	+ 366 080	3,525	2,793
393 600	1 049 420	2 927 300	+ 207 330	3,134	2,720
381 840	1 084 770	2 950 100	+ 176 500	3,127	2,774

Moments de flexion et de

$$X = X'$$

$$V = V'$$

NUMÉROS DES SECTIONS	VIADUC SANS SURCHARGE					
	X'	X ₁ cos α	X	V'	X ₁ sin α	V
1	- 10 182 840	351 400	- 9 831 440	- 1 414 020	469 280	- 944 740
2	- 9 105 190	353 980	- 8 731 210	- 1 188 800	461 090	- 727 710
3	- 8 024 900	376 730	- 7 648 150	- 914 790	449 300	- 464 490
4	- 6 834 880	393 350	- 6 461 530	- 635 640	434 840	- 200 800
5	- 5 765 280	411 170	- 5 354 110	- 372 790	418 030	+ 43 240
6	- 4 664 223	431 970	- 4 232 253	- 107 664	396 490	+ 288 826
7	- 3 609 136	455 110	- 3 154 026	+ 149 827	369 700	+ 519 527
8	- 2 606 361	480 330	- 2 126 231	+ 360 874	336 290	+ 697 164
9	- 1 788 199	499 150	- 1 289 049	+ 210 942	307 660	+ 518 602
10	- 1 203 564	518 960	- 684 600	+ 53 643	272 930	+ 326 573
11	- 726 669	544 040	- 182 629	+ 149 097	218 700	+ 367 797
12	- 319 654	565 410	+ 245 756	+ 207 455	155 310	+ 362 765
13	- 38 735	580 890	+ 542 155	- 1 336	79 786	+ 78 450
14	- 0	586 352	+ 586 352	0	0	+ 0

torsion, produits par le vent.

$$+ X \cos \alpha.$$

$$+ X_1 \sin \alpha.$$

NUMÉROS DES SECTIONS	VIADUC AVEC SURCHARGE					
	X'	X cos α	X	V'	X ₁ sin α	V
1	- 6 870 586	166 432	- 6 704 154	- 851 753	222 312	- 629 441
2	- 6 183 780	171 557	- 6 012 223	- 699 438	218 382	- 481 046
3	- 5 473 674	178 438	- 5 295 236	- 513 102	212 796	- 300 306
4	- 4 708 491	186 301	- 4 522 190	- 322 033	205 947	- 116 086
5	- 3 989 079	194 740	- 3 794 339	- 140 794	197 987	+ 57 193
6	- 3 248 008	204 592	- 3 043 416	+ 43 403	187 288	+ 231 191
7	- 2 539 551	215 551	- 2 324 000	+ 222 397	175 100	+ 397 497
8	- 1 849 606	227 495	- 1 622 111	+ 373 041	159 274	+ 532 315
9	- 1 256 904	236 409	- 1 020 495	+ 230 356	145 716	+ 376 072
10	- 836 692	245 789	- 590 903	+ 82 860	129 267	+ 212 127
11	- 512 539	257 676	- 254 863	+ 149 921	103 578	+ 253 499
12	- 225 980	267 790	+ 41 810	+ 191 272	73 559	+ 264 831
13	- 21 519	275 126	+ 253 607	- 742	37 788	+ 37 046
14	- 0	277 709	+ 277 709	+ 0	0	+ 0

NOUVEAU PROJET.

VIADUC DE GARABIT

TABEAU N° 13.

Résumé des coefficients de travail des membrures de l'arc.

NUMÉROS des SECTIONS	ACTION DES POIDS					
	ARC ET TABLIER SEULS		VIADUC ENTIÈREMENT SURCHARGÉ		ARC A DEMI CHARGÉ	
	R_e	R_i	R_e	R_i	R_e	R_i
1	2,437	2,209	3,269	3,493	4,574	3,938
2	2,398	2,170	2,695	4,055	1,960	3,504
3	2,583	2,305	2,794	4,528	1,853	4,040
4	2,489	2,193	2,763	4,367	1,674	4,032
5	2,524	2,202	2,980	4,308	1,680	4,120
6	2,475	2,057	3,242	3,843	1,621	3,991
7	2,623	1,959	3,843	3,414	1,679	4,047
8	2,727	1,671	4,223	2,819	1,739	3,705
9	3,054	1,589	4,969	2,361	2,128	3,834
10	2,876	1,904	4,815	2,613	1,975	4,265
11	2,489	2,214	4,433	2,913	1,911	4,223
12	2,367	2,257	4,564	2,666	2,869	3,717
13	1,625	2,432	4,541	2,685	2,662	3,435
14	2,134	2,576	4,250	3,002	3,497	2,799
13'					4,248	1,765
12'					4,741	1,109
11'					5,011	0,905
10'					5,716	0,252
9'					5,896	0,116
8'					5,111	0,785
7'					4,594	1,520
6'					4,009	1,997
5'					3,234	2,381
4'					3,578	2,539
3'					3,525	2,793
2'					3,134	2,720
1'					3,127	2,774

ACTION DU VENT				COEFFICIENT TOTAL MAXIMUM			
VENT SANS SURCHARGE		VENT AVEC SURCHARGE		NUMÉROS des SECTIONS	POIDS ET VENT		$R_e = -R_i$
$R_e = \frac{v^2 X}{l'} \frac{1}{40^6}$	$R_i = \frac{v^2 X}{l'} \frac{1}{40^6}$	$R_e = \frac{v^2 X}{l'} \frac{1}{40^6}$	$R_i = \frac{v^2 X}{l'} \frac{1}{40^6}$		R_e	R_i	
±	±	±	±				±
2,762	2,808	4,883	4,915	1	5,199	5,853	0,27
2,661	2,727	1,828	4,873	2	5,059	5,928	0,49
2,769	2,873	1,917	4,989	3	5,442	6,517	0,22
2,507	2,646	4,755	4,852	4	5,333	6,219	0,31
2,365	2,526	4,676	4,790	5	5,510	6,098	0,34
2,032	2,219	4,461	4,595	6	5,470	5,586	0,37
1,738	1,945	4,280	4,433	7	5,874	5,480	0,43
1,272	1,465	0,970	4,117	8	6,081	4,822	0,47
0,944	1,108	0,748	0,875	9	6,644	4,709	0,56
0,167	0,713	0,511	0,615	10	6,227	4,880	0,66
0,238	0,217	0,233	0,302	11	5,244	4,525	0,68
0,238	0,306	0,040	0,523	12	4,781	4,240	0,69
0,572	0,758	0,268	0,355	13	4,809	4,790	0,74
0,625	0,840	0,296	0,398	14	4,546	3,400	0,74

N. B. — Les chiffres du tableau intitulé : Coefficient total maximum proviennent, pour chaque section, des chiffres en italique dans chacun des autres tableaux.

NOUVEAU PROJET.

VIADUC DE

Calcul des efforts tranchants dus aux poids
pour les barres

$$P = - Q \sin \alpha$$

Nos des SECTIONS	SECTIONS des treillis PROJETÉES	VIADUC SANS SURCHARGE				VIADUC AVEC	
		Q sin α	Σ F cos α	P	COEFFICIENT de TRAVAIL	Q sin α	Σ F cos α
1	134 400 ^{mm²}	402 480	443 960	+ 11 780	0 ^h 088	617 910	585 080
2	21 830	395 070	399 470	+ 4 400	0,202	606 980	575 860
3	23 588	384 970	389 470	+ 4 500	0,191	591 460	572 930
4	24 234	372 580	378 660	+ 6 080	0,251	572 420	570 210
5	23 378	358 170	366 000	+ 7 830	0,335	550 300	566 230
6	24 158	339 720	353 360	+ 13 640	0,565	521 950	563 720
7	24 172	316 770	340 380	+ 23 610	0,977	486 680	562 010
8	24 980	288 140	325 740	+ 37 600	1,505	442 700	559 650
9	27 988	263 610	253 820	- 9 790	0,350	405 010	430 710
10	28 440	233 860	181 230	- 52 630	1,851	359 290	296 360
11	25 660	187 380	161 880	- 25 500	0,974	287 890	282 570
12	27 500	133 080	138 150	+ 5 070	0,184	204 450	263 580
13	38 060	68 362	32 594	- 36 768	0,966	105 030	32 594
14	30 680	0	0	0	0	0	0
13'	38 060						
12'	27 500						
11'	25 660						
10'	28 440						
9'	27 988						
8'	24 980						
7'	24 172						
6'	24 158						
5'	23 378						
4'	24 234						
3'	23 588						
2'	21 830						
1'	134 400						

Modifications.

Nos de SECTIONS	SECTION du TREILLIS	VIADUC sans SURCHARGE	VIADUC avec SURCHARGE TOTALE
8	36 578	1 028	3 197

TABLEAU N° 14.

GARABIT

et des coefficients de travail qui en résultent
de treillis

$$+ \Sigma F \cos \alpha.$$

SURCHARGE TOTALE		VIADUC AVEC SURCHARGE SUR LA MOITIÉ DE L'ARC				COEFFICIENT * MAXIMUM
P	COEFFICIENT de TRAVAIL	Q sin α	(T - Σ F) cos α	P	COEFFICIENT de TRAVAIL	
- 32 830	0 ^h 244	510 040	472 810	- 37 230	0 ^h 277	1 ^h 205
- 31 420	1,426	501 030	460 120	- 40 910	1,874	1,874
- 18 530	0,786	488 210	452 560	- 35 650	1,510	1,510
- 2 210	0,091	472 500	444 520	- 27 980	1,155	1,314
+ 15 930	0,681	454 240	434 850	- 19 390	0,829	1,845
+ 41 770	1,729	430 840	425 690	- 5 140	0,213	2,506
+ 75 330	3,116	401 730	416 600	+ 14 870	0,614	3,478
+ 116 950	4,682	365 420	406 180	+ 40 760	1,632	4,082
+ 25 700	0,917	334 310	337 350	+ 3 040	0,109	0,917
- 62 930	2,213	296 570	268 130	- 28 440	1,000	2,213
- 5 320	0,207	237 640	252 980	+ 15 340	0,598	1,799
+ 59 130	1,708	168 770	232 830	+ 64 060	2,330	2,330
- 72 436	1,903	86 697	129 870	+ 43 173	1,134	1,903
0	0	0	98 185	+ 98 185	3,200	
		86 697	- 64 678	- 22 019	0,579	
		168 770	168 900	+ 130	0,005	
		237 640	191 470	- 46 170	1,799	
		296 570	209 460	- 87 110	3,063	
		334 310	347 130	+ 12 820	0,458	
		365 420	479 220	+ 113 800	4,556	
		401 730	485 800	+ 84 070	3,478	
		430 840	491 380	+ 60 540	2,506	
		454 240	497 380	+ 43 140	1,845	
		472 500	504 340	+ 31 840	1,314	
		488 210	509 840	+ 21 630	0,917	
		501 030	515 200	+ 14 170	0,649	
		510 040	526 240	+ 16 200	1,205	

Calcul des coefficients de travail résultant pour les barres de treillis et de contreventement des efforts de torsion produits par le vent.

$$R = \frac{V r'}{2 l'} \times \frac{1}{10^6}$$

NUMÉROS des Sections	MOMENTS DE TORSION $\frac{V}{2}$		MOMENT d'inertie polaire (l')	r TREILLIS	CONTREVENTEMENT r'	COEFFICIENTS DE TRAVAIL			
	VENT					TREILLIS R = $\frac{V r'}{2 l' 10^6}$		CONTREVENTEMENT R = $\frac{V r'}{2 l' 10^6}$	
	sans surcharge	avec surcharge				sans surcharge	avec surcharge	sans surcharge	avec surcharge
1	-472 370	-314 720	6, 216 420	9, 59	1, 45	0, 729	0, 486	0, 110	0, 073
2	-363 855	-240 523	0, 948 373	9, 00	1, 90	3, 453	2, 283	0, 729	0, 482
3	-232 245	-150 153	0, 925 820	8, 39	2, 40	2, 105	1, 361	0, 602	0, 389
4	-100 400	-58 043	0, 843 616	7, 72	2, 85	0, 917	0, 530	0, 338	0, 196
5	22 620	23 596	0, 746 059	7, 10	3, 30	0, 215	0, 225	0, 100	0, 104
6	444 413	415 595	0, 730 030	6, 71	3, 79	4, 327	4, 063	0, 732	0, 586
7	259 763	498 748	0, 678 903	5, 86	4, 05	2, 242	1, 716	1, 550	1, 186
8	348 582	266 157	0, 538 694	5, 30	4, 25	3, 430	2, 619	2, 750	2, 400
9	259 301	188 036	0, 620 289	4, 94	4, 40	2, 065	1, 498	1, 839	1, 334
10	463 286	406 063	0, 442 645	4, 60	4, 50	4, 697	4, 102	4, 660	4, 078
11	483 898	426 749	0, 364 036	4, 21	4, 55	2, 127	1, 466	2, 299	1, 584
12	481 382	432 415	0, 358 928	3, 93	4, 80	4, 981	4, 446	2, 420	1, 766
13	39 225	18 523	0, 418 102	3, 74	4, 95	0, 351	0, 166	0, 464	0, 219
14	0	0	0, 360 240	3, 68	5, 00	0	0	0	0

Modifications.

NUMÉROS des SECTIONS	TREILLIS		CONTREVENTEMENTS	
	Vent sans surcharge	Vent avec surcharge	Vent sans surcharge	Vent avec surcharge
7	»	»	1, 320	1, 007
8	2, 456	1, 875	1, 570	1, 384
10	»	»	1, 509	0, 922
11	»	»	2, 115	1, 410

Calcul des efforts tranchants dus à l'action du vent et des coefficients de travail qui en résultent pour les barres de contreventement.

NUMÉROS des SECTIONS	SECTIONS des CONTREVENTEMENTS projetées	VENT SANS SURCHARGE		VENT AVEC SURCHARGE	
		EFFORTS tranchants	COEFFICIENT de travail	EFFORTS tranchants	COEFFICIENT de travail
1	34 400 ^{mm} ²	167 600	4,872	107 611	3,128
2	35 600	161 660	4,541	104 312	2,930
3	33 200	155 450	4,682	100 861	3,038
4	30 400	148 430	4,883	96 961	3,190
5	28 800	140 330	4,873	92 461	3,210
6	27 200	131 420	4,832	87 511	3,217
7	26 000	122 240	4,702	82 411	3,170
8	20 800	112 790	5,423	77 171	3,710
9	28 800	87 390	3,034	59 050	2,050
10	14 000	61 990	4,427	40 939	2,924
11	13 200	52 540	3,980	35 689	2,704
12	12 800	43 360	3,388	30 589	2,390
13	12 400	9 180	0,740	5 100	0,411
14	12 200	0	0	0	0

Modifications.

NUMÉROS des SECTIONS	SECTIONS des contreventements projetées	VENT sans SURCHARGE	VENT avec SURCHARGE
7	29 500 ^{mm} ²	4,143	2,793
8	29 900	3,772	2,581
10	16 300	3,803	2,512
11	15 800	3,325	2,259

NOUVEAU PROJET. VIADUC DE GARABIT TABLEAU N° 17.

Résumé des coefficients de travail des barres de treillis.

NUMÉROS des SECTIONS	VENT SANS SURCHARGE			VENT AVEC SURCHARGE		
	ACTION	ACTION	COEFFICIENT total	ACTION	ACTION	COEFFICIENT total
	des poids	du vent		des poids	du vent	
1	0,088	0,729	0,817	1,205	0,486	1,691
2	0,202	3,453	3,655	1,874	2,283	4,157
3	0,491	2,105	2,296	1,510	1,361	2,871
4	0,251	0,917	1,168	1,314	0,530	1,844
5	0,333	0,215	0,550	1,845	0,225	2,070
6	0,565	1,327	1,892	2,506	1,063	3,569
7	0,977	2,242	3,219	3,478	1,716	5,194
8	1,505	3,430	4,935	4,682	2,619	7,301
9	0,330	2,063	2,415	0,917	1,498	2,415
10	1,851	1,697	3,548	2,213	1,102	3,315
11	0,994	2,127	3,121	1,799	1,466	3,265
12	0,184	1,981	2,165	2,330	1,446	3,776
13	0,966	0,331	1,317	1,903	0,166	2,069
14	0	0	0	3,200	0	3,200

Modifications.

NUMÉROS des SECTIONS	VENT SANS SURCHARGE			VENT AVEC SURCHARGE		
	ACTION	ACTION	TOTAL	ACTION	ACTION	TOTAL
	des poids	du vent		des poids	du vent	
7	0,977	2,210	3,187	3,478	1,691	5,169
8	1,028	2,456	3,484	3,197	1,875	5,072
10	1,851	1,653	3,506	2,213	1,075	3,288
11	0,994	2,062	3,056	1,799	1,421	3,220

NOUVEAU PROJET.

VIADUC DE GARABIT

TABLEAU N° 18.

**Résumé des coefficients de travail des barres
de contreventement.**

NUMÉROS des SECTIONS	VENT SANS SURCHARGE			VENT AVEC SURCHARGE		
	EFFORT tranchant	TORSION	COEFFICIENT total	EFFORT tranchant	TORSION	COEFFICIENT total
1	4,872	0,410	4,982	3,128	0,073	3,201
2	4,541	0,729	5,270	2,930	0,482	3,412
3	4,682	0,602	5,284	3,038	0,389	3,427
4	4,883	0,338	5,221	3,190	0,196	3,386
5	4,873	0,400	4,973	3,210	0,104	3,314
6	4,852	0,732	5,564	3,217	0,586	3,803
7	4,702	1,532	6,254	3,170	1,186	4,356
8	5,423	2,750	8,173	3,710	2,100	5,810
9	3,034	1,839	4,873	2,050	1,334	3,384
10	4,427	1,660	6,087	2,924	1,078	4,002
11	3,980	2,299	6,279	2,704	1,584	4,288
12	3,388	2,420	5,808	3,390	1,766	5,156
13	0,740	0,464	1,204	0,411	0,219	0,630
14	0	0	0	0	0	0

Modifications.

NUMÉROS des SECTIONS	VENT SANS SURCHARGE			VENT AVEC SURCHARGE		
	EFFORT tranchant	TORSION	COEFFICIENT total	EFFORT tranchant	TORSION	COEFFICIENT total
7	4,143	1,320	5,463	2,793	1,007	3,800
8	3,772	1,570	5,342	2,581	1,384	3,965
10	3,803	1,509	5,312	2,512	0,922	3,434
11	3,325	2,115	5,440	2,259	1,410	3,669

NOUVEAU PROJET. VIADUC DE GARABIT TABLEAU N° 19.

Réactions des appuis sous l'action du vent

$$\mu_1 = \Sigma F\beta$$

$$\mu_2 = \Sigma F\alpha - X_1$$

NUMÉROS des SECTIONS	ACTION DU VENT SUR L'ARC		ACTION DU VENT SUR LE TABLIER ET LA PALÉE		ACTION DU VENT SUR LE TRAIN	
	$\Sigma F\beta$	$\Sigma F\alpha$	$\Sigma F\beta$	$\Sigma F\alpha$	$\Sigma F\beta$	$\Sigma F\alpha$
	1	0	8 912 050	0	4 917 000	0
2	36 293	8 448 968	0	4 917 000	0	1 196 250
3	107 833	7 991 291	0	4 917 000	0	1 196 250
4	228 085	7 506 911	0	4 917 000	0	1 196 250
5	413 737	6 990 131	0	4 917 000	0	1 196 250
6	670 612	6 473 331	0	4 917 000	0	1 196 250
7	986 037	5 993 991	0	4 917 000	0	1 196 250
8	1 361 580	5 566 961	0	4 917 000	0	1 196 250
9	1 721 868	5 253 815	1 102 100	4 248 182	272 000	1 041 610
10	2 098 761	4 967 399	2 204 200	3 636 454	544 000	900 170
11	2 576 742	4 705 634	2 204 200	3 636 454	544 000	900 170
12	3 068 974	4 521 116	2 204 200	3 636 454	544 000	900 170
13	3 580 576	4 408 019	3 829 200	3 328 454	986 000	820 090
14	4 102 643	4 371 299	3 829 200	3 328 454	986 000	820 090
	$\mu_1 = 4 1026 43$		$\mu_1 = 3 829 200$		$\mu_1 = 986 000$	
	$\mu_2 = 4 371 299$		$\mu_2 = 3 328 454$		$\mu_2 = 820 090$	
	$-643 333 = 3 727 944$		$+ 57 003 = 3 385 457$		$+ 48 042 = 86 8132$	

RÉACTIONS TOTALES

	VENT SANS SURCHARGE	VENT AVEC SURCHARGE
Axe horizontal.	$\mu_1 = 7 931 843$	$\mu_1 = 5 392 580$
Axe vertical.	$\mu_2 = 7 113 401$	$\mu_2 = 4 820 022$

DEUXIÈME PARTIE

I. — CALCUL DE L'ARC CONSIDÉRÉ COMME UN SYSTÈME ARTICULÉ

§ 44. — Exposé.

Les calculs qui précèdent sont basés sur des hypothèses trop discordantes pour inspirer suffisamment confiance, lorsqu'il s'agit d'un ouvrage exceptionnel.

Il nous a paru prudent, avant d'arrêter les dessins d'exécution, de chercher et d'appliquer une méthode plus satisfaisante au point de vue théorique et mieux adaptée aux conditions pratiques du problème.

Substituant à des hypothèses multiples et contradictoires, une hypothèse unique mais suffisante pour permettre une solution complète, nous avons considéré l'arc du viaduc de Garabit comme composé de barres inflexibles élastiques, réduites à leurs axes et articulées sans frottement.

La grande longueur des pièces constitutives de l'arc permet d'étendre sans grande erreur au système réel les résultats auxquels nous ont conduit des calculs rigoureux pour le système théorique que nous lui avons substitué.

§ 45. — Équilibre d'un système articulé.

Un système articulé peut être, au point de vue de l'équilibre, considéré comme composé de points matériels reliés entre eux par des barres capables de résister à des efforts de traction ou de compression dirigés suivant leur axe, mais recevant de ces efforts des allongements positifs ou négatifs.

Nous admettons que ces efforts ne dépasseront en aucun cas les limites d'élasticité de la matière. Cela étant, si f est la longueur d'une barre, ω sa section, φ l'effort de traction auquel elle est soumise, df son allongement sous cet effort et E le coefficient d'élasticité, on aura :

$$df = \frac{f\varphi}{E\omega}.$$

Pour qu'un pareil système soit en équilibre, il faut et il suffit :

1° Que les efforts exercés aux deux extrémités d'une même barre soient égaux et de sens contraire;

2° Que les forces extérieures et les réactions des barres appliquées en chacun des points d'articulation se fassent équilibre;

3° Que les allongements des barres soient aux efforts qu'elles subissent dans le rapport indiqué par la formule ci-dessus établie.

§ 46. — Rôle des appuis.

Parmi les forces extérieures, il en est qui ne sont pas toujours immédiatement connues : ce sont les réactions des appuis.

Nous admettons que l'effet des appuis sera d'astreindre un ou plusieurs points d'articulation, ou bien encore un ou plusieurs points liés d'une manière invariable à un certain nombre de points d'articulation, soit à glisser sans frottement sur une surface ou sur une ligne, soit à rester fixes dans l'espace. Un point assujéti à glisser sur une ligne peut être considéré comme obligé à rester sur deux surfaces se coupant suivant cette ligne; et de même un point fixe peut être considéré comme maintenu sur trois surfaces se coupant en ce point. Dans le premier cas, la liaison sera double; dans le second, elle sera triple.

L'arc de Garabit repose sur son appui par une rotule, et nous admettons que la force de frottement a pour effet de rendre fixe le point de contact.

Pour qu'un point soit astreint à glisser sur une surface, il faut que cette surface puisse fournir une réaction de grandeur et de sens quelconques, dirigée suivant sa normale.

Pour qu'un point soit astreint à glisser sur une ligne, il faut que cette ligne puisse fournir une réaction de sens et de direction quelconques, mais située dans son plan normal.

Pour qu'un point soit rendu fixe, il faut que l'appui soit en mesure de fournir sur ce point une réaction de sens, de grandeur et de direction quelconques.

On peut donc remplacer la réaction d'un appui de la première catégorie par une force dont la direction est connue, celle d'un appui de deuxième catégorie par deux forces de directions connues, enfin celle d'un appui de troisième catégorie par trois forces de directions connues.

§ 47. — Remarque sur l'amplitude des déformations.

Nous supposons toujours que les déformations du système sont renfermées dans des limites telles qu'il soit permis de considérer tous les points d'articulation comme ayant conservé leurs positions relatives et leurs situations par rapport aux forces extérieures. Nous supposons, en outre, partout où les déformations interviennent, que les limites d'élasticité ne sont dépassées pour aucune pièce, et enfin que le déplacement du système est assez petit pour l'on puisse sans erreur sensible appliquer à ce déplacement le théorème du travail virtuel.

§ 48. — Principes généraux.

Rappelons succinctement quelques principes importants.

Parmi les conditions d'équilibre indiquées plus haut, les deux premières seront quelquefois suffisantes pour le calcul des tensions des barres, et, dans ce cas, on dira que le système est calculable par les seules conditions de la statique.

Ces conditions ne seraient en rien altérées si l'on remplaçait les barres élastiques par des barres indéformables ; par conséquent cette substitution sera permise lorsqu'on voudra mettre ces conditions en équation.

On pourra, d'ailleurs, au lieu d'exprimer analytiquement l'équilibre de chaque point par des équations et de combiner ces équations pour en tirer les valeurs des diverses inconnues, recourir à l'application du théorème du travail virtuel.

Pour obtenir, par ce moyen, la tension d'une barre ou la réaction d'un appui, il faudra remplacer la barre par les deux forces qu'elle exerce, l'appui par la réaction qu'il fournit, et donner au système un mouvement qui soit compatible avec les autres liaisons et qui éloigne les deux points auxquels la barre est attachée ou écarte le point d'appui de la surface de liaison. Si un tel mouvement est possible, comme la somme des travaux virtuels de toutes les forces inconnues, à l'exception de celle que l'on cherche, est nulle, on voit que l'on obtiendra immédiatement la valeur de cette dernière; si un tel mouvement est impossible, on en devra conclure que les conditions de la statique sont insuffisantes.

Par suite, pour que l'on puisse obtenir par la statique seule la réaction d'un appui, il faut et il suffit qu'en supprimant la liaison correspondante, on puisse donner au système un mouvement incompatible avec cette liaison, mais compatible avec les liaisons des autres appuis et laissant à toutes les barres leurs longueurs primitives. Pour que toutes les réactions des appuis puissent être ainsi obtenues, il faut et il suffit que chacun des appuis soit indispensable pour fixer la position du système, si le nombre et la disposition des barres sont suffisantes pour définir sa forme géométrique; et, si cette dernière condition n'est pas remplie, que chacun des appuis soit indispensable pour compléter la définition de la forme géométrique du système et pour fixer sa position dans l'espace.

De même, pour que l'on puisse obtenir par la statique seule la tension d'une barre, les réactions des appuis étant connues, il faut et il suffit que l'on puisse faire varier la distance des deux sommets de cette barre, sans altérer la longueur des autres; et, pour que l'on puisse exprimer la tension de toutes les barres en fonction des forces connues, il faut et il suffit que chacune des barres soit indispensable à la définition de la forme géométrique du système (*).

(*) MAURICE LÉVY, note déjà citée (page 39).

Tous les systèmes que nous aurons à considérer sont complètement définis de forme par les longueurs des barres; par suite, il sera nécessaire et suffisant :

1° Pour déterminer par la statique seule les réactions de tous les appuis, que chacune des liaisons correspondantes soit indispensable pour fixer la position du système dans l'espace;

2° Pour déterminer de la même manière les tensions de toutes les barres, les réactions des appuis étant connues, que chacune des barres soit indispensable pour définir la forme du système.

Les conditions de la statique ne suffisent pas à résoudre les problèmes que nous devons aborder, mais nous aurons néanmoins à les utiliser et nous allons montrer d'une manière générale comment cela pourra se faire.

Si l'on peut supprimer m surfaces d'appui sans que la position géométrique du système cesse d'être définie, on remplacera les m liaisons correspondantes par les m réactions auxquelles elles donneront lieu, et les réactions de tous les autres appuis pourront être exprimées en fonction des forces connues et des m réactions inconnues.

De même, si l'on peut supprimer n barres sans que la forme géométrique du système cesse d'être définie, on remplacera ces n barres par les n tensions qu'elles exercent, et l'on pourra exprimer chacun des autres tensions en fonction des forces connues, des m réactions et des n tensions inconnues.

Cela fait, on obtiendra la valeur des $m + n$ inconnues en écrivant :

1° Que les m points d'appui correspondant aux m réactions inconnues sont restés sur leur surface de liaison ;

2° Que les extrémités des n barres à tensions inconnues sont demeurées attachées aux mêmes points d'articulation.

On voit donc que la recherche des tensions des systèmes articulés ne présentera jamais d'indétermination. Il sera d'ailleurs permis, pour exprimer les tensions des barres et les réactions des appuis conservés en fonction des $m + n$ inconnues, d'employer, au lieu de recourir au théorème du travail virtuel, toute autre méthode fournie par la statique.

§ 49. — Déplacement permanent des appuis.

Les surfaces d'appui peuvent se déplacer : les piles d'un pont, par exemple, sont exposées à tasser. Dans le cas où toutes les réactions des appuis seront calculables par la statique, un tel déplacement, restreint bien entendu à de certaines limites, n'aura pas d'importance. En effet, le point assujéti à rester sur la surface déplacée aura pu suivre son mouvement sans qu'aucune barre ait été allongée ou raccourcie.

C'est là un des grands avantages des systèmes qui réalisent cette condition.

Quand cette condition ne sera pas remplie, le déplacement de la surface d'appui n'aura pu se faire qu'en entraînant des modifications dans les longueurs des barres et l'on devra, pour évaluer les nouvelles tensions, tenir compte du changement de position de la surface, lorsque l'on écrira que les m points d'appui correspondant aux m réactions inconnues sont restés sur leurs surfaces de liaison.

§ 50. — Indépendance des effets des forces.

Les équations que l'on emploie pour déterminer les tensions des barres, les réactions des appuis, les mouvements des sommets d'articulation, présentent ce caractère, que tous leurs termes sont des fonctions linéaires sans terme indépendant des forces connues ou inconnues. Cela est évident, en ce qui concerne les équations fournies par la statique, et se voit facilement pour les équations de déformation. En effet, pour indiquer qu'un point d'appui est resté sur sa surface de liaison, on écrira que l'accroissement de la distance de ce point à cette surface est nul, et pour exprimer que les deux extrémités d'une barre sont demeurées fixées aux mêmes sommets, on écrira que l'augmentation de la distance de ces deux

sommets est à la tension de la barre dans le rapport fourni par la formule que nous avons donnée plus haut.

Il n'en serait généralement pas ainsi si une surface de liaison s'était déplacée, car il faudrait exprimer que le point d'appui s'est éloigné ou rapproché d'une quantité finie de sa surface de liaison, ce qui introduirait un terme constant dans les équations.

Nous supposons complète la fixité des appuis et, dans cette hypothèse, les équations ayant toutes le caractère indiqué ci-dessus, on voit que les expressions des forces inconnues et des déplacements des divers sommets seront des fonctions linéaires, sans terme indépendant, des forces inconnues.

Par conséquent les tensions des diverses barres, les réactions des divers appuis, les mouvements élémentaires des divers sommets ayant été calculés pour un certain nombre de forces prises isolément, on pourra obtenir les tensions, réactions et mouvements produits par l'action de toutes les forces agissant à la fois, par une simple combinaison de forces ou de mouvements.

§ 51. — Système de charpentes symétriques.

Supposons que la charpente considérée soit symétrique par rapport à un plan et qu'il en soit de même pour les forces extérieures qui lui sont appliquées.

Soit α la tension d'une barre, sous l'effet d'une force quelconque, soit α' la tension de la barre symétrique, soit enfin α_1 la valeur des tensions égales entre elles que feraient naître dans les deux barres conjuguées la force F et la symétrique de la force F , agissant ensemble; on aura, d'après ce qui vient d'être dit:

$$\alpha + \alpha' = \alpha_1.$$

Il en résulte que si l'on connaît deux de ces quantités, on aura immédiatement la valeur de la troisième.

§ 52. — Remarque sur les systèmes contenus dans un plan.

Ce qui précède s'applique à tout système articulé et par conséquent aux systèmes de charpente contenus dans un plan. Dans ce dernier cas, toutefois, les surfaces d'appui seraient remplacées par des lignes d'appui.

§ 53. — Conditions pour que les formules de la statique suffisent à calculer les réactions des trois appuis dans le plan et de six appuis dans l'espace.

Ce qui précède nécessite quelques explications. On voit que pour définir la position d'une figure, il faut trois conditions dans le plan et six conditions dans l'espace. Il semble donc que toutes les fois que les lignes d'appuis seront au nombre de trois dans le plan et les surfaces de liaison au nombre de six dans l'espace, les réactions des appuis seront calculables par les seules formules de la statique. L'on songera immédiatement aux tabliers droits à trois appuis de niveau et l'on se croira en présence d'une

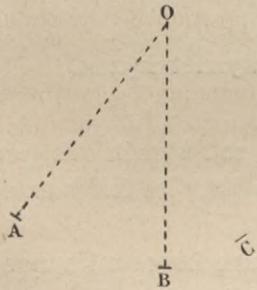


Fig. 44.

infirmation des principes posés plus haut. Il n'en est rien cependant et nous allons expliquer cette apparente contradiction.

Supposons d'abord qu'il s'agisse d'une figure dans le plan et soient A, B, C les trois lignes d'appuis (fig. 44). On sait que le mouvement élémentaire d'une figure dans le plan est une rotation autour d'un centre que l'on appelle centre instantané de rotation. Si par les points A et B nous menons des perpendiculaires aux lignes d'appuis correspondantes, le point O sera le centre instantané de rotation pour tout mouvement compatible avec les liaisons A et B.

Si la normale menée au point C à la ligne d'appui correspondante ne passe pas par le point O, le mouvement élémentaire dont il s'agit éloignera le point C de l'appui et par suite le théorème du travail virtuel fournira la réaction de l'appui C. Mais si la normale en C passe par le point O, tout mouvement compatible avec les liaisons A et B laissera le point C sur sa ligne d'appui, et par suite la réaction de l'appui C n'entrera pas dans l'équation que fournira le théorème du travail virtuel. Cette équation exprimera la condition nécessaire pour qu'il puisse y avoir équilibre : à savoir, que le moment des forces extérieures par rapport au point O doit être nul, ainsi qu'on pouvait s'en rendre compte *a priori*.

Le cas d'un tablier reposant sur trois lignes d'appuis parallèles n'est qu'un cas particulier de celui que nous venons d'examiner.

Ainsi, pour que dans le plan les réactions de trois lignes d'appuis puissent être calculées par les seules formules de la statique, il faut et il suffit que les trois normales ne se rencontrent pas au même point.

Ceci n'infirme point ce qui a été dit plus haut, car l'appui C n'ajoute rien à la définition incomplète de la position géométrique de la figure faite par les appuis A et B.

Dans l'espace, nous considérerons les six normales aux surfaces d'appui A, B, C, C', E, F (*fig. 45*), et nous supposerons, ce qui théoriquement est le cas le plus général, qu'il n'y a aucune rencontre de ces lignes. On sait qu'on peut trouver deux lignes D et Δ qui rencontrent les quatre lignes A, B, C, C', et M. Manheim, notre savant professeur à l'École polytechnique, a démontré que les

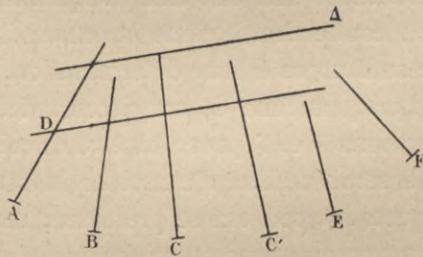


Fig. 45.

normales aux surfaces des trajectoires des divers points de la figure dont les quatre points A, B, C, C' sont astreints à glisser sur les surfaces correspondantes, rencontrent également les droites D et Δ , et que ces deux droites sont deux axes de rotation à l'aide desquels on obtient tous les déplacements de la figure mobile.

Ainsi la normale à la surface trajectoire du point E doit rencontrer les deux droites D et Δ ; il suffira donc de mener deux plans passant par ce point et les deux droites D et Δ , pour avoir la normale au point E.

Si cette normale coïncide avec la ligne E, on ne pourra pas donner au mobile de mouvement compatible avec les liaisons A, B, C, C', qui éloigne le point E de sa surface d'appui; par conséquent, la réaction au point E ne sera pas calculable par les seules formules de la statique.

Les deux équations fournies par le théorème du travail virtuel pour deux rotations élémentaires autour des droites D et Δ , donneront, après l'élimination de la réaction F, une relation entre les forces extérieures.

Si la normale en F, déterminée au moyen des droites D et Δ , se confond encore avec la ligne F, la réaction en F ne pourra pas être calculée par la statique et l'on aura deux relations exprimant que les moments des forces extérieures par rapport aux droites D et Δ doivent être nuls. Si les deux droites E et F, bien que distinctes dès normales déterminées par le groupe (D Δ), rencontrent à la fois une même ligne de ce groupe, D par exemple, l'équation relative à la rotation élémentaire effectuée autour de cette droite, exprimerait seulement que le moment par rapport à D des forces extérieures doit être nul. L'équation relative à la rotation autour de Δ contiendra, comme inconnues, les deux réactions E et F, mais ne suffira pas à leur détermination.

Lorsqu'aucune de ces circonstances ne se présentera, les deux réactions E et F pourront être calculées par la statique seule.

Il serait déplacé d'examiner ici tous les cas particuliers qui théoriquement peuvent se présenter; mais il n'est pas sans intérêt de montrer que pour toute charpente reposant sur deux appuis fixes,

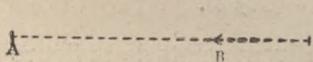


Fig. 46.

il sera impossible de calculer par la statique les réactions des appuis.

Soient A et B les deux points d'appui fixes (fig. 46). On peut supposer que chacun de ces points est astreint à se mouvoir sur trois plans rectangulaires, dont deux ayant pour intersection la ligne AB. Mais on voit immédiatement,

pour le point B par exemple, que le plan de liaison perpendiculaire à AB n'ajoute rien à la définition géométrique du système supposé indéformable, attendu que le seul mouvement compatible avec les autres liaisons est une rotation autour de AB.

La réaction perpendiculaire à ce plan de liaison se confond avec AB et l'on voit par suite que la poussée ne pourra pas être déterminée par les seules formules de la statique, aussi bien dans l'espace que dans le plan.

Nous avons dit plus haut que si chaque appui est indispensable pour définir la position géométrique du système ou pour compléter la définition géométrique de sa forme, les réactions de tous les appuis sont calculables par les seules formules de la statique.

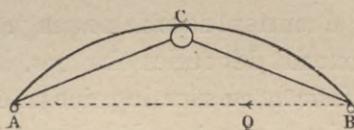


Fig. 47.

On en voit un exemple dans le cas d'un arc articulé à la clef

(fig. 47). La surface de liaison normale à AB est alors indispensable pour empêcher la déformation de la figure ACB; et voilà pourquoi en pareil cas les quatre réactions des appuis sont calculables par les seules formules de la statique.

§ 54. — Conditions pour que les formules de la statique suffisent au calcul des tensions des barres.

Pour les barres, nous aurions à présenter des observations du même genre. Pour déterminer la position d'un point, il faut deux conditions dans le plan et trois conditions dans l'espace. La présence d'une barre entre deux points est une condition. D'autre part, pour définir la position géométrique d'une figure, il faut en général, trois conditions dans le plan et six conditions dans l'espace. Il en résulte qu'une charpente sera, en général, calculable par les seules formules de la statique, lorsqu'on aura :

$$\begin{aligned} m + 3 &= 2n && \text{dans le plan} \\ m + 6 &= 3n && \text{dans l'espace} \end{aligned}$$

m étant le nombre des barres et n celui des sommets

Soit une charpente (*fig. 48*) satisfaisant à la condition $m + 3 = 2n$; les tensions des barres AB, CD et EF ne sont cependant pas calculables par les seules formules de la statique.

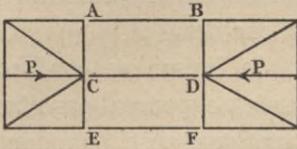


Fig. 48.

Supposons, en effet, la droite AB enlevée; le seul mouvement que pourra prendre le système déplacera le point B parallèlement à AC, et les deux points A

et B resteront à la même distance. L'application du théorème du travail virtuel donnera une équation de condition pour les forces extérieures.

Il convient donc de ne pas prendre les formules en m et n comme donnant des règles absolues. Mais ce que nous venons de constater n'infirme en rien le principe établi plus haut, puisque la droite AB n'ajoute rien à la définition géométrique de la forme du système.

La statique graphique permet de déterminer aisément les tensions des barres des charpentes telles qu'une barre peut toujours être coupée par une droite qui ne rencontre que trois autres barres. Ce ne sont pas cependant les seules formes que l'on puisse calculer par la statique seule. On pourra souvent, pour calculer des charpentes plus compliquées, recourir à la méthode suivante qui permettra d'utiliser les méthodes de la statique graphique, au moins dans une certaine mesure.

Remplaçons un certain nombre de barres du système proposé par le même nombre de barres autrement placées, mais telles que le système soit encore calculable par les seules formules de la statique.

Nous supposons que les barres A conservées et les barres B enlevées ont une section infinie et que les barres C ajoutées ont une section finie, enfin que toutes les barres A, B, C sont en place. Il est évident que les tensions des barres C sont nulles, attendu que les barres A et B suffisent pour déterminer la forme géométrique du système, et que ces barres sont indéformables; d'où il résulte que tous les points conservent leurs distances primitives. Cela étant, supposons les barres B enlevées et remplacées par leurs tensions β que nous prendrons pour inconnues auxiliaires. Nous pourrions calculer les tensions des barres C en fonction des

forces connues et des forces inconnues β , et en écrivant que ces tensions sont nulles, nous aurons des équations d'où l'on pourra tirer les valeurs des tensions β .

Si l'on choisit les barres C de telle sorte qu'elles forment avec les barres A un système qui se prête à l'application des méthodes de la statique graphique, on pourra par ces méthodes avoir l'expression de la tension de chacune de ces barres en fonction des forces connues et de chacune des tensions β , c'est-à-dire avoir les éléments nécessaires pour établir les équations dont il a été parlé plus haut.

§ 55. — Résumé des principes.

Résumons ce qui vient d'être dit :

Pour que la tension d'une barre ou la réaction d'un appui d'un système articulé soit calculable par la statique, il faut et il suffit que la barre ou que l'appui soit indispensable pour fixer la position de l'un au moins des sommets du système articulé.

Lorsque cette condition n'est pas satisfaite pour toutes les barres et tous les appuis, on dit que le système renferme des barres ou des appuis surabondants, en un mot des liaisons surabondantes.

L'indétermination que laissent les formules de la statique pour le calcul des tensions des barres ou des réactions des appuis, lorsqu'il y a surabondance, n'est qu'apparente, et l'on peut toujours calculer les tensions de toutes les barres et les réactions de tous les appuis en tenant compte des conditions de déformation. Pour cela, on ramènera le système à ne renfermer que les barres et appuis indispensables pour définir la position de tous les sommets et l'on prendra pour inconnues les tensions des barres et les réactions des appuis supprimés (*).

Les formules de la statique permettront alors d'exprimer les tensions de toutes les autres barres et les réactions de tous les autres appuis en fonction des forces extérieures et des tensions et réactions inconnues. On en déduira l'expression des déplace-

(*) Il importe peu d'ailleurs que le système réduit soit défini dans sa forme uniquement par des barres ou à la fois par des barres et des appuis.

ments élémentaires dx , $d\gamma$, dz , suivant trois axes rectangulaires, en fonction des mêmes quantités. En écrivant que les sommets d'appuis dont les réactions ont été prises pour inconnues sont restés sur leurs surfaces de liaison, et que les barres dont les tensions ont été prises pour inconnues ont pris des allongements satisfaisant à la condition

$$df = \frac{f\varphi}{E\omega},$$

on aura un nombre d'équations du premier degré égal au nombre des inconnues et permettant par suite d'en obtenir la valeur.

Si l'on considère uniquement les systèmes dont la forme est complètement définie par les barres qui les composent, on reconnaît ce qui suit :

1° Si le système est dans le plan, il faut et il suffit, pour que les réactions de trois appuis soient calculables par la statique, que les normales aux trois lignes d'appui ne soient pas concourantes;

2° Si le système est dans l'espace, il faut et il suffit, pour que les réactions de six appuis soient calculables par la statique, que deux normales quelconques aux surfaces d'appuis ne rencontrent en même temps ni l'une ni l'autre des deux droites D et Δ correspondant aux quatre autres normales.

Ces conditions sont d'ailleurs nécessaires et suffisantes pour que trois appuis dans le plan et six appuis dans l'espace définissent complètement la position géométrique d'un système invariable.

Il est à remarquer que lorsque les formules de la statique laissent indéterminées les réactions des appuis au nombre de trois dans le plan et de six dans l'espace, pour que l'équilibre puisse exister, il faut que les forces extérieures satisfassent à des équations de condition en nombre égal à celui des équations qui manquent, pour que tous les appuis soient calculables par la statique.

Il est facile de voir que, dans le plan, les trois réactions sont à la fois calculables par la statique ou qu'aucune d'elles ne l'est.

Dans l'espace, au contraire, il peut se faire qu'une partie seulement des six réactions soient calculables par la statique. On en voit un exemple dans le cas général que nous avons examiné, si les deux normales rencontrent D et si une d'elles seulement rencontre Δ .

Les réactions des appuis étant supposées connues, les tensions des barres seront généralement calculables par la statique lorsqu'on aura les relations :

$$\begin{aligned} m + 3 &= 2n && \text{dans le plan} \\ m + 6 &= 3n && \text{dans l'espace.} \end{aligned}$$

Il pourra arriver qu'il n'en soit pas ainsi, lorsque une ou plusieurs barres n'ajouteront rien à la définition géométrique du système; dans de pareils cas, pour que l'équilibre existe, il faudra que les forces extérieures satisfassent à un nombre de conditions égal à celui des équations qui manquent, pour que toutes les tensions soient calculables par la statique.

Il peut se faire que les réactions de tous les appuis soient calculables par la statique sans qu'il en soit de même pour les barres; mais pour que cette condition soit remplie pour toutes les barres, il faut qu'elle le soit également pour toutes les réactions, lorsque celles-ci sont directement appliquées aux sommets du système articulé.

§ 56. — Établissement des formules de déformation par l'application du théorème du travail virtuel.

Les procédés ordinaires de géométrie suffisent à trouver les équations de déformation nécessaires pour le calcul des appuis ou des barres en surabondance, mais le théorème du travail virtuel permet d'y arriver avec une extrême simplicité.

Soient A et B (*fig. 49*) les sommets d'une barre supprimée. Appliquons-y deux forces égales à l'unité, dirigées suivant l'axe de la barre et agissant en sens contraire, de telle sorte qu'elles tendent à rapprocher les points A et B.

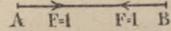


Fig. 49.

Nous supposons que le système donné a été réduit au nombre d'appuis et de barres strictement nécessaires pour définir la position de chaque sommet, et que les appuis conservés sont absolument fixes.

Calculons par les formules de la statique les tensions des barres

du système réduit en fonctions des deux forces $F = 1$ supposées seules. Soit φ une de ces tensions. Le système réduit est en équilibre; par suite, en vertu du théorème du travail virtuel, la somme des travaux des forces $F = 1$ et des forces φ est nulle pour tout déplacement infiniment petit du système, le travail virtuel de chacune des réactions des appuis étant nul. Cela aura lieu par conséquent pour le déplacement résultant des déformations qu'a fait naître l'application du groupe de forces données sur le système complet. Si donc df' est l'allongement d'une barre sous l'action de ce système de forces et si dl' est l'allongement de la ligne AB, on aura :

$$- dl' = \Sigma \varphi df' (*)$$

Mais

$$df' = \frac{\varphi' f}{ES}$$

φ' étant la tension de la barre f dans le système complet soumis aux forces données, tension que l'on a pu exprimer en fonction des forces connues et des tensions et réactions inconnues, f étant la longueur de cette barre et S sa section.

On a de même :

$$dl' = \frac{\lambda' l}{E\omega}$$

l étant la longueur de la barre, $AB\omega$ sa section et λ' sa tension dans le système complet.

On a par suite :

$$- \frac{\lambda' l}{E\omega} = \Sigma \varphi \frac{\varphi' f}{ES}$$

et sous une forme plus générale :

$$(1) \quad \Sigma \frac{\varphi \varphi' f}{S} = 0,$$

étant entendu que $\varphi = 1$ pour la barre AB.

On remarquera d'ailleurs que les coefficients φ dépendent uniquement des éléments géométriques de la charpente.

(*) On sait en effet que le travail virtuel de deux forces égales et de sens contraire est égal au produit de l'une de ces forces par l'accroissement de la distance des points d'application pris avec le signe convenable.

Soit maintenant C un sommet d'appui (fig. 50) qui doit se trouver sur la surface M dont la réaction a été prise pour inconnue.

Appliquons au point C une force normale à M et égale à l'unité, et calculons par les formules de la statique les tensions π des barres du système réduit, sous l'effet de cette force seule. Nous aurons, en donnant à ce système en équilibre le déplacement que font naître les forces données dans le système complet :

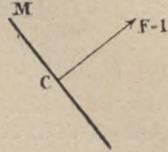


Fig. 50.

$$d = \Sigma \frac{\pi \varphi' f}{ES}$$

d étant la distance du point C à la surface M après la déformation, prise positivement lorsque le déplacement a le même sens que la force $F = 1$. Mais d doit être nul, on a donc :

$$(2) \quad \Sigma \frac{\pi \varphi' f}{S} = 0.$$

Les équations (1) et (2) seront en nombre égal à celui des inconnues et leur résolution en donnera la valeur.

Si l'appui M n'était pas absolument fixe, mais que l'on eût

$$d = KR$$

K étant un coefficient constant et R la réaction de l'appui, et si d'ailleurs tous les appuis conservés étaient fixes, on aurait :

$$KR' = \Sigma \frac{\pi \varphi' f}{ES}$$

Si un certain nombre des appuis conservés n'étaient pas absolument fixes et que l'on eût encore la relation

$$\delta = K\rho,$$

ρ étant la réaction d'un de ces appuis, δ le déplacement de l'appui et K un coefficient constant, on aurait :

$$KR' = \Sigma \frac{\pi \varphi' f}{ES} + \Sigma K\rho' \rho,$$

ρ' étant la réaction de l'appui dans le système complet sous l'action des forces données et ρ sa réaction dans le système réduit sous l'effet de la force $F = 1$.

L'équation donnée plus haut pour les barres suppose que tous les appuis conservés sont fixes; s'il en était autrement, on aurait :

$$\frac{\lambda l}{E\omega} = \Sigma \frac{\varphi \varphi' f}{ES} + \Sigma K\rho' \rho.$$

Dans ce cas encore, le théorème de la superposition des effets serait applicable, puisque les équations ne renferment pas de terme constant.

§ 57. — Calcul des déformations dans tout système articulé avec ou sans liaisons surabondantes.

On a souvent à calculer les déplacements que prennent les sommets d'un système articulé sous l'effet de forces données ; le théorème du travail virtuel fournit encore une élégante solution de ce problème.

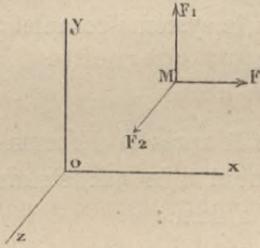


Fig. 51.

Nous supposons les tensions de toutes les barres connues en fonction des forces extérieures ; soit $\varphi' = m$ l'expression d'une de ces tensions. Nous supposons en outre les appuis fixes.

Soit un point M (fig. 51) dont on veut connaître les déplacements élémentaires dx , dy , dz , suivant trois axes de coordonnées rectangulaires. Appliquons à ce point trois forces égales à F , F_1 et F_2 , parallèles à ox , oy , oz et de même sens, et soit :

$$\varphi = aF + bF_1 + cF_2$$

l'expression de la tension d'une barre du système réduit, comme il a été dit plus haut, en fonction des forces F , F_1 , F_2 supposées seules. Nous avons, en appliquant le théorème du travail virtuel au déplacement pris par le système total sous l'action des forces primitivement données :

$$Fdx + F_1dy + F_2dz = \Sigma \frac{\varphi \varphi' f}{ES} = \frac{1}{E} \Sigma \frac{mf}{S} (aF + bF_1 + cF_2).$$

Cette équation doit exister quels que soient F , F_1 et F_2 ; on a donc :

$$dx = \frac{1}{E} \Sigma \frac{m}{S} af \quad dy = \frac{1}{E} \Sigma \frac{m}{S} bf \quad dz = \frac{1}{E} \Sigma \frac{m}{S} cf.$$

Il y a lieu de remarquer que les formules données dans les deux alinéas précédents s'appliquent encore, alors même que le système réduit ne serait pas calculable par la statique, pourvu que l'on ait su calculer les tensions de toutes les barres conservées en

fonction des forces extérieures et des réactions et tensions prises pour inconnues. Nous en donnerons plus loin un exemple dans le calcul de l'effet du vent sur l'arc du viaduc de Garabit.

Il est à peine besoin de remarquer que ce qui précède suffit au calcul de tous les systèmes articulés et de toutes les charpentes assimilables et constitue une théorie à peu près complète de la résistance et de l'élasticité de ces systèmes.

§ 58. — Application de la méthode aux charpentes à croisillon simple (dans le plan).

En général, ces charpentes ne sont pas calculables par la statique et nous devons remplacer un certain nombre de barres par leurs tensions que nous considérerons comme des forces extérieures inconnues.

Soit une charpente représentée par la *figure 52*; nous imaginerons que les barres AD, CF, EH, etc., sont supprimées, sauf à compter au nombre des forces extérieures les actions qu'exercent ces barres à leurs extrémités. Supposons d'abord connue la réaction R de l'appui E; on voit que les équations de la statique permettent d'exprimer les tensions de toutes les barres conservées en fonction des forces

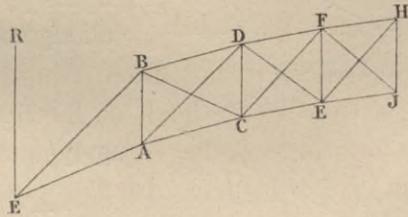


Fig. 52.

connues et des tensions inconnues, et pour arriver à la connaissance de celles-ci, il suffira d'exprimer les conditions de déformation. On y arriverait en appliquant la formule générale que nous a fournie l'application du théorème du travail virtuel; mais on pourra encore y parvenir géométriquement en écrivant, pour chacune des barres supprimées, qu'elle continue à former, avec les cinq barres du croisillon auquel elle appartient, un quadrilatère complet.

Si les réactions sont inconnues, l'opération qui précède nous

donnera l'expression des tensions des barres en fonction de ces inconnues, et pour obtenir la valeur de ces dernières, il suffira d'exprimer qu'elles font équilibre aux forces extérieures sur le système considéré comme un solide invariable et que chaque point d'appui est resté sur sa courbe de liaison.

§ 59. — Application de la méthode à l'arc du viaduc de Garabit. — Formule de déformation spéciale aux croisillons trapézoïdaux.

Les croisillons simples du viaduc de Garabit ont la forme de trapèzes, et nous devons tout d'abord chercher la relation existant entre les longueurs et les allongements des lignes composant une telle figure, étant donné que ces lignes continuent, après la déformation, à composer un quadrilatère complet.

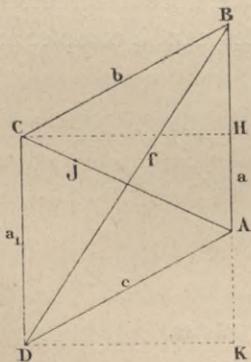


Fig. 53.

Soient a, a_1, b, c, f, j les longueurs des lignes (fig. 53), et da, da_1, db, dc, df, dj leurs allongements; on a :

$$j^2 = a^2 + b^2 - 2aBH$$

$$f^2 = a^2 + c^2 + 2aAK$$

d'où :

$$f^2 + j^2 = b^2 + c^2 + 2a(a + AK - BH)$$

$a + AK - BH$ est la projection de CD sur AB , projection qui est égale à a_1 , puisque les côtés AB et CD sont parallèles, et qui lui restera égale, après la déformation, à un infiniment petit du second ordre près.

On a donc :

$$f^2 + j^2 - b^2 - c^2 - 2aa_1 = 0$$

et après la déformation :

$$(f + df)^2 + (j + dj)^2 - (b + db)^2 - (c + dc)^2 - 2(a + da)(a_1 + da_1) = 0.$$

Si, après avoir développé les carrés du premier membre de la

deuxième équation, on en retranche le premier membre de la première, on aura, en négligeant les infiniment petits du second ordre :

$$(1) \quad ada_1 + a_1da + bdb + cdc - fdf - jdj = 0$$

Mais si nous appelons $\alpha, \alpha_1, \beta, \varepsilon, \varphi$ et χ les tensions des barres, et $S, S_1, \Omega, \Omega_1, \omega, \omega_1$ leurs sections, nous aurons :

$$da = \frac{\alpha \alpha}{ES} \quad da_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_1}{ES_1} \quad db = \frac{b\beta}{E\Omega} \quad de = \frac{e\varepsilon}{E\Omega_1} \quad df = \frac{f\varphi}{E\omega} \quad dj = \frac{j\chi}{E\omega_1}$$

et par suite l'équation (1) deviendra :

$$aa_1 \left(\frac{\alpha}{S} + \frac{\alpha_1}{S_1} \right) + \frac{b^2}{\Omega} \beta + \frac{e^2}{\Omega_1} \varepsilon - \frac{f^2}{\omega} \varphi - \frac{j^2}{\omega_1} \chi = 0.$$

On arrive immédiatement à cette équation en appliquant la formule générale donnée plus haut. Nous avons tenu cependant à faire connaître un procédé plus élémentaire, quoique moins simple.

§ 60. — Étude de l'action des poids dans le cas de charges symétriques. — Décomposition des poids.

On suppose que tous les poids sont appliqués aux points d'articulation. Les fermes de l'arc ayant un fruit, nous supposerons que chaque poids P (*fig. 54*) se décompose en deux composantes, dont l'une P' dirigée selon un montant dans le plan de la ferme, et l'autre p suivant une ligne perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie. Nous ne nous occuperons tout d'abord que des composantes P' et nous reviendrons plus tard sur le rôle des composantes p .

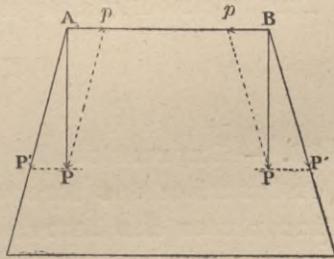


Fig. 54.

§ 61. — Réactions des appuis.

Considérons le plan de la ferme rabattu. Les liaisons de l'arc sur ses appuis ont pour effet de rendre fixes deux points de l'arc, ce qui donne une condition de trop pour que les équations de la statique puissent suffire à déterminer les réactions.

Nous obtiendrons ces équations en donnant à la ferme des mouvements qui ne changent pas la longueur des barres, et en appliquant le théorème du travail virtuel ou, ce qui revient au même, en écrivant que les réactions font équilibre aux forces extérieures sur cette ferme considérée comme un solide invariable.

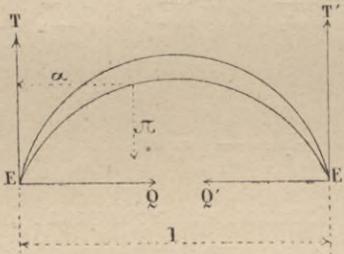


Fig. 55.

Soient T et Q (*fig. 55*) les deux composantes de la réaction au point E ; T' et Q' les deux composantes de la réaction au point E' ; π une force extérieure quelconque et α sa distance au point E . On a :

$$T + T' = \Sigma \pi \quad Q - Q' = 0 \quad T'l = \Sigma \alpha \pi$$

d'où :

$$T = \frac{\Sigma \alpha \pi}{l} \quad T = \Sigma \pi - \frac{\Sigma \alpha \pi}{l} \quad Q = Q'$$

Ces équations nous donnent les valeurs de T et de T' ; pour déterminer Q , il faudra recourir aux conditions de déformation.

Dans le cas où les charges sont symétriques, on a :

$$T = T' = \frac{\Sigma P}{2}$$

§ 62. — Expression des tensions des barres conservées en fonction des forces connues, de Q et des tensions inconnues des barres supprimées.

Considérons le panneau $ABCD$ (*fig. 56*), dans lequel la barre f est supprimée. La partie de ferme comprise entre la retombée et la droite mn est en équilibre sous l'action de la poussée Q , des forces

extérieures connues, des forces inconnues φ , et des tensions β , ε et χ des barres conservées.

Soient V le moment, par rapport au point A, des forces extérieures connues qui s'exercent à gauche de mn ; V_1 le moment des mêmes forces par rapport au point D; P la projection de ces forces sur une ligne parallèle aux montants. On a, en prenant les moments par rapport au point A de toutes les forces connues et inconnues :

$$a \frac{l}{b} \beta = -V + yQ - al \frac{\varphi}{f}$$

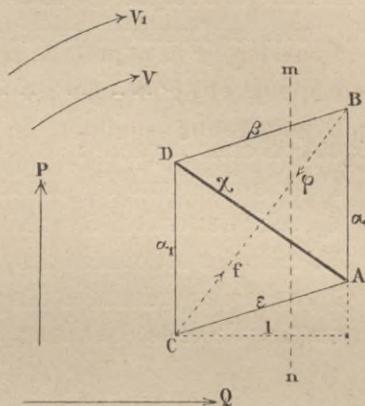


Fig. 56.

l est la longueur du panneau projetée sur la corde, y la distance du point A à cette corde (fig. 57).

Si on prend les moments de toutes les forces par rapport au point D, on aura :

$$a_1 \frac{l}{e} \varepsilon = V_1 - (y_1 + a_1)Q - a_1 l \frac{\varphi}{f}$$

y_1 étant la distance du point C à la corde.

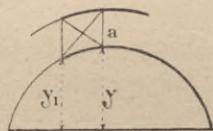


Fig. 57.

Ces deux équations peuvent s'écrire :

$$\frac{l}{b} \beta = -\frac{V}{a} + \frac{y}{a} Q - l \frac{\varphi}{f}, \quad \frac{l}{e} \varepsilon = \frac{V_1}{a_1} - \left(\frac{y_1}{a_1} + 1\right) Q - l \frac{\varphi}{f}$$

Enfin, si nous projetons toutes les forces sur l'horizontale, nous aurons :

$$\frac{l}{j} \chi = -l \frac{\beta}{b} - \frac{l\varepsilon}{e} - Q - l \frac{\varphi}{f}$$

et par suite

$$\frac{l}{j} \chi = \frac{V}{a} - \frac{V_1}{a_1} - Q \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1}\right) + l \frac{\varphi}{f}$$

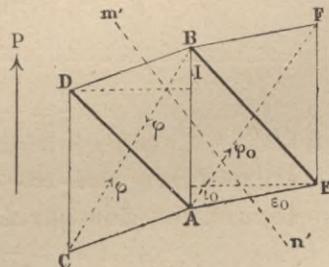


Fig. 58.

Pour arriver à l'expression de la tension d'un montant, nous supposerons que les deux panneaux auxquels il appartient soient coupés sui-

vant la ligne $m'n'$ (fig. 58). La partie d'arc comprise entre la retombée et la ligne $m'n'$ étant en équilibre, la projection sur AB de toutes les forces qui y sont appliquées doit être nulle; on a donc:

$$P + \frac{1}{b}\beta + \alpha + \frac{i_0}{e_0}\varepsilon_0 + H\frac{\varphi}{f} + H_0\frac{\varphi_0}{f_0} = 0$$

équation dans laquelle :

I est la différence des ordonnées des points B et D,

i_0 , celle des ordonnées des points E et A,

H, celle des ordonnées des points B et C,

H_0 , celle des ordonnées des points F et A.

On tire de cette équation :

$$\alpha = -P - \frac{1}{b}\beta - \frac{i_0}{e_0}\varepsilon_0 - H\frac{\varphi}{f} - H_0\frac{\varphi_0}{f_0}$$

Si l'on remplace $\frac{\beta}{b}$ et $\frac{\varepsilon_0}{e_0}$ par leurs expressions, on a :

$$\alpha = -P + I\frac{V}{al} - I\frac{y}{al}Q + I\frac{\varphi}{f} - i_0\frac{V}{al_0} + i_0\left(\frac{y}{al_0} + \frac{i}{l_0}\right)Q - \frac{\varphi_0}{f_0} - H\frac{\varphi}{f} - H_0\frac{\varphi_0}{f_0}$$

$$\alpha = -P + \left(\frac{1}{l} - \frac{i_0}{l_0}\right)\frac{V}{a} - \left(\frac{1}{l} - \frac{i_0}{l_0}\right)\frac{y}{a}Q + \frac{i_0}{l_0}Q - a_1\frac{\varphi}{f} - a_0\frac{\varphi_0}{f_0}$$

Et en posant $\frac{1}{l} - \frac{i_0}{l_0} = m$, on a finalement :

$$\alpha = -P + m\frac{V}{a} - \left(m\frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0}\right)Q - a_1\frac{\varphi}{f} - a_0\frac{\varphi_0}{f_0}$$

On aura de même :

$$\alpha_1 = -P_1 + m_1\frac{V_1}{a_1} - \left(m_1\frac{y_1}{a_1} - \frac{i}{l}\right)Q - a_2\frac{\varphi_1}{f_1} - a\frac{\varphi}{f}$$

Ces deux équations, jointes aux trois suivantes établies plus haut

$$l\frac{\beta}{b} = -\frac{V}{a} + \frac{y}{a}Q - l\frac{\varphi}{f}$$

$$l\frac{\varepsilon}{e} = \frac{V_1}{a_1} - \left(\frac{y_1}{a_1} + 1\right)Q - l\frac{\varphi}{f}$$

$$l\frac{\chi}{j} = \frac{V}{a} - \frac{V_1}{a_1} - \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1}\right)Q + \frac{\varphi}{f}$$

donnent les expressions des tensions de toutes les barres d'un même panneau.

§ 63. — Théorème des trois tensions.

Reprenons l'équation de déformation du trapèze :

$$aa_1\left(\frac{\alpha}{s} + \frac{\alpha_1}{s_1}\right) + \frac{b^2}{\Omega} \beta + \frac{e^2}{\Omega_1} \varepsilon - \frac{f^2}{\omega} \varphi - \frac{j^2}{\omega_1} \chi = 0$$

On peut l'écrire

$$\frac{aa_1 l}{s} \left(\alpha + \frac{s}{s_1} \alpha_1\right) + \frac{b^3}{\Omega} l \frac{\beta}{b} + \frac{e^3}{\Omega_1} l \frac{\varepsilon}{e} - \frac{f^3}{\omega} l \frac{\varphi}{f} - \frac{j^3}{\omega_1} l \frac{\chi}{j} = 0$$

Portons-y les expressions ci-dessus et appelons α' , α'_1 , β' , ε' et χ' les parties de ces expressions indépendantes des inconnues φ , φ_0 , φ_1 ; nous aurons :

$$0 = \begin{cases} \frac{aa_1 l}{s} \left(\alpha' + \frac{s}{s_1} \alpha'_1\right) + \frac{b^3}{\Omega} l \frac{\beta'}{b} + \frac{e^3}{\Omega_1} l \frac{\varepsilon'}{e} - \frac{j^3}{\omega_1} l \frac{\chi'}{j} \\ - \left\{ \frac{aa_1 l}{s} \left(a_1 + \frac{s}{s_1} a\right) + \left(\frac{b^3}{\Omega} + \frac{e^3}{\Omega_1} + \frac{f^3}{\omega} + \frac{j^3}{\omega_1}\right) l \right\} \frac{\varphi}{f} - \frac{aa_1 l}{s} a_0 \frac{\varphi_0}{f_0} - \frac{aa_1 l}{s_1} a_1 \frac{\varphi_1}{f_1} \end{cases}$$

Soient M l'ensemble des termes indépendants de φ , φ_0 , φ_1 ;

N le coefficient de $\frac{\varphi}{f}$;

L le coefficient de $\frac{\varphi_0}{f_0}$;

R le coefficient de $\frac{\varphi_1}{f_1}$.

On voit que, pour chaque panneau, on aura une équation de la forme :

$$M - N \frac{\varphi}{f} - L \frac{\varphi_0}{f_0} - R \frac{\varphi_1}{f_1} = 0.$$

Toutefois dans le panneau de clef on a :

$$s = s_1 \quad \frac{\alpha}{s} = \frac{\alpha_1}{s_1}$$

d'où :

$$M = 2 \frac{aa_1 l}{s} \alpha'_1 + \frac{b^3}{\Omega} l \frac{\beta'}{b} + \frac{e^3}{\Omega_1} l \frac{\varepsilon'}{e} - \frac{j^3}{\omega_1} l \frac{\chi'}{j}$$

par suite toutes les autres valeurs de $\frac{\varphi}{l}$ exprimées en fonction de quantités connues et de Q .

On remarquera que les formules précédentes sont analogues à celles que l'on emploie pour calculer les moments fléchissants sur les appuis d'un tablier à plusieurs travées solidaires. Cela explique pourquoi nous les avons appelées *formules des trois tensions*.

En portant les expressions de φ dans les formules données plus haut, on aura $\frac{l}{b} \beta$, $\frac{l}{e} \varepsilon$, $\frac{l}{j} \chi$ et α en fonction des forces connues et de Q .

64. — Calcul de la poussée.

Pour exprimer la condition de déformation correspondante à la poussée Q , nous suivrons la méthode générale donnée plus haut. Supposons que le point E' (fig. 59) soit fixe et que le point E soit astreint à glisser sans frottement sur EE' . Appliquons au point E une force horizontale dirigée vers E' et égale à l'unité. Des tensions naîtront dans les barres et, l'équilibre s'étant produit, nous pourrons appliquer le théorème du travail virtuel à tout mouvement pris par le système, et en particulier au mouvement dû à l'application des poids dont nous étudions l'effet.

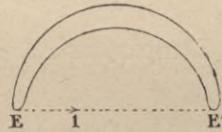


Fig. 59.

Soient dc l'allongement de la corde, et db , de , dj , da les allongements des barres d'un panneau sous l'action des poids.

Soient (β) (ε) (χ) et (α) les tensions de ces barres sous l'action de la force égale à l'unité appliquée en E . Nous aurons :

$$dc \cdot 1 = - \Sigma db(\beta) - \Sigma de(\varepsilon) - \Sigma dj(\chi) - \Sigma da(\alpha).$$

On sait, en effet, que la somme des travaux développés par deux forces égales et directement opposées (ce qui est le cas des actions d'une même barre) agissant sur deux points différents, pendant que ces deux points se déplacent l'un et l'autre de quantités infiniment petites, s'obtient en multipliant l'une des forces par

l'accroissement infiniment petit de la distance de leurs points d'application, pris positivement lorsqu'il se produit dans le sens que tend à donner le groupe des forces.

Remarquons d'autre part qu'en raison de la symétrie, les actions de deux barres conjuguées donneront lieu à des travaux égaux; on aura donc, en limitant le signe Σ à une moitié de ferme :

$$dc.A = -2\Sigma db(\beta) - 2\Sigma de(\varepsilon) - 2\Sigma dj(\chi) - 2\Sigma da(\alpha).$$

Mais les tensions produites par la force EI ont pour valeurs les coefficients de Q dans les expressions des forces β , ε , χ et α ; on a donc :

$$\begin{aligned} (\beta) &= \frac{y}{a} \cdot \frac{b}{l} & (\varepsilon) &= - \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e}{l} \\ (\chi) &= \left(\frac{y_1}{a_1} - \frac{y}{a} \right) \frac{j}{l} & (\alpha) &= - \left(m \frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) \end{aligned}$$

d'où :

$$\frac{dc}{2} = -\Sigma \frac{y}{a} \frac{b}{l} db + \Sigma \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e}{l} de + \Sigma \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj + \Sigma \left(m \frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) da$$

Remplaçons db , de , dj et da par leurs expressions :

$$\frac{Edc}{2} = \left\{ \begin{aligned} & -\Sigma \frac{1}{l^2} \frac{y}{a} \frac{b^3}{\Omega} \frac{l}{b} \beta + \Sigma \frac{1}{l^2} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e^3}{\Omega_1} \frac{l}{e} \varepsilon \\ & + \Sigma \frac{1}{l^2} \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1} \right) \frac{j^3}{\omega_1} \frac{l}{j} \chi + \Sigma \left(m \frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) \frac{a\alpha}{S} \end{aligned} \right\} = 0$$

β , ε , χ et α étant les tensions produites par les forces données dans le système complet.

Il y a lieu de remarquer que pour le panneau de clef on doit prendre

$$\frac{1}{2} \Sigma \frac{1}{l^2} \frac{y}{a} \frac{b^3}{\Omega} \frac{l}{b} \beta$$

et

$$\frac{1}{2} \Sigma \frac{1}{l^2} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e^3}{\Omega_1} \frac{l}{e} \varepsilon$$

attendu que les barres de ce panneau n'ont pas de symétries.

Il suffit de remplacer dans cette équation β , ε , χ et α par leurs expressions en fonction de Q et des forces connues, pour en tirer la valeur de Q.

§ 65. — Formule simplifiée pour le calcul de la poussée.

En général, les deux dernières sommes n'ont qu'une très faible valeur et on pourra, dans la plupart des cas, se borner à écrire

$$- \sum \frac{1}{l^2} \frac{y}{a} \frac{b^3}{\Omega} \frac{l}{b} \beta + \sum \frac{1}{l^2} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e^3}{\Omega_1} \frac{l}{e} \varepsilon = 0,$$

ce qui donne pour Q l'expression suivante :

$$Q = \frac{\sum \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{V_1}{a_1} + \frac{b^3}{\Omega} \frac{y}{a} \frac{V}{a} \right\}}{\sum \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right)^2 + \frac{b^3}{\Omega} \left(\frac{y}{a} \right)^2 \right\}}$$

Dans cette formule, on a négligé les termes en φ des expressions de β et de ε , ce qui peut encore se faire sans erreur sensible.

Lorsqu'on se servira de cette formule simplifiée, et on pourra le faire presque toujours dans l'étude des effets des poids, on obtiendra la valeur de la poussée, indépendamment des valeurs inconnues des tensions φ . On pourra donc avoir immédiatement, soit par le calcul, soit par la statique graphique, les valeurs des quantités que, dans la formule des trois tensions, nous avons appelées β' , ε' , χ' et α' . L'application de cette formule sera ainsi beaucoup simplifiée.

L'équation réduite ne devrait pas être employée si les barres qui constituent l'âme des fermes subissaient des efforts considérables relativement à ceux des barres b et e , car alors les sommes négligées prendraient de l'importance.

Q a été calculé par la formule complète et par la formule simplifiée. Le tableau suivant permet de comparer les résultats obtenus :

	<i>Formule complète</i>	<i>Formule simplifiée</i>
Charge permanente	Q = 506 680	Q = 506 791
Surcharge	Q = 273 081	Q = 272 410

Nous donnons dans les tableaux 2 et 3 (pages 184 et 185) les résultats de nos calculs pour les deux cas de poids symétriques.

§ 66. — Influence de la température.

Si l'arc n'était pas arrêté dans ses déformations par l'action de ses appuis, il prendrait, pour une élévation de température de n degrés, un accroissement de corde égal à $cn \times 0,000012$, c étant la longueur de la corde.

Cela revient à dire que la poussée horizontale de l'appui aura pour effet de réduire de cette quantité la corde de l'arc.

Mais Q étant la seule force extérieure, on aura pour dc (formule simplifiée) :

$$\frac{Edc}{2} = \Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right)^2 + \frac{b^3}{\Omega} \left(\frac{y}{a} \right)^2 \right\} Q$$

d'où :

$$Q = \frac{E \frac{e}{2} n \times 0,000012}{\Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right)^2 + \frac{b^3}{\Omega} \left(\frac{y}{a} \right)^2 \right\}}$$

§ 67. — Calcul des déformations.

Bien que nous n'ayons pas fait par cette nouvelle méthode le calcul des déformations, nous croyons devoir indiquer comment ce calcul pourrait se faire, en suivant la méthode générale donnée plus haut.

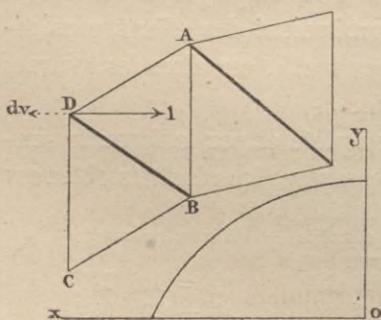


Fig. 60.

Prenons pour axes de coordonnées la corde de l'arc et la perpendiculaire sur cette corde en son milieu (fig. 60).

Cherchons quel sera le déplacement horizontal dv du point D dans le panneau ABCD.

Supposons que l'on applique au point D une force horizontale égale à 1, et que l'on fasse de

même au point symétrique de D, les deux forces appliquées étant de sens contraire.

Donnons au système le mouvement par lequel, sous l'action des poids, les déformations se sont produites; nous aurons, en vertu du théorème du travail virtuel :

$$2dv.A = - \Sigma(\beta)db - \Sigma(\varepsilon)de - \Sigma(\chi)dj - \Sigma(\alpha)da$$

(β), (ε), (χ) et (α) étant les tensions produites par les deux forces égales à l'unité.

Soit z l'ordonnée du point D, on aura :

$$\begin{aligned} (\beta) &= \frac{y - z}{a} \frac{b}{l} & (\varepsilon) &= - \frac{y_1 + a_1 - z}{a_1} \frac{e}{l} \\ (\chi) &= - \left(\frac{y - z}{a} - \frac{y_1 - z}{a_1} \right) \frac{j}{l} & (\alpha) &= - \left(m \frac{y - z}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) \end{aligned}$$

d'où :

$$2dv = \left\{ \begin{aligned} &\Sigma \left\{ - \frac{y}{a} \frac{b}{l} db + \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e}{l} de + \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj + \left(m \frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) da \right\} \\ &+ z \Sigma \left\{ \frac{1}{a} \frac{b}{l} db - \frac{1}{a_1} \frac{e}{l} de - \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj - \frac{m}{a} da \right\} \end{aligned} \right.$$

On voit que la première somme est de même forme que celle qui sert à calculer la poussée. Comme précédemment, il y a lieu de remarquer qu'on aura à diviser par 2 les termes de la somme relatifs au panneau de clef.

Soit maintenant à calculer le déplacement perpendiculaire à la corde de l'arc du point D; appelons dz ce déplacement, le sommet de l'arc étant supposé fixe à l'extrados (*fig. 61*).

Appliquons au point D et au point symétrique de D deux forces parallèles à l'axe des y , dirigées du haut vers le bas et égales chacune à l'unité; imaginons, en outre, que les deux sommets d'extrados du panneau de clef soient astreints à rester sur une ligne horizontale. Cette ligne donnera en chacun de ces sommets une réaction égale à l'unité, parallèle à l'axe des y et dirigée du bas vers le haut.

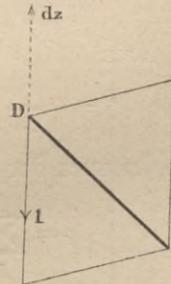


Fig. 61.

L'équilibre étant établi, donnons au système le mouvement par

lequel, sous l'action des poids, les déformations se sont produites ; nous aurons, en vertu du théorème de travail virtuel :

$$2d\mathcal{Z} = - \Sigma(\beta)db - \Sigma(\varepsilon)de - \Sigma(\gamma)dj - \Sigma(x)da.$$

Mais

$$\begin{aligned} (\beta) &= + \frac{x-v}{a} \frac{b}{l} & (\varepsilon) &= - \frac{x_1-v}{a_1} \frac{e}{l} \\ (\gamma) &= - \left(\frac{x-v}{a} - \frac{x_1-v}{a_1} \right) \frac{j}{l} & x &= 1 - m \frac{x-v}{a} \end{aligned}$$

On a donc :

$$2d\mathcal{Z} = \left\{ \begin{aligned} &\Sigma \left\{ - \frac{x}{a} \frac{b}{l} db + \frac{x_1}{a_1} \frac{e}{l} de + \left(\frac{x}{a} - \frac{x_1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj - \left(1 - m \frac{x}{a} \right) da \right\} \\ &+ v \Sigma \left\{ \frac{1}{a} \frac{b}{l} db - \frac{1}{a_1} \frac{e}{l} de - \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj - \frac{m}{a} da \right\} \end{aligned} \right.$$

Il y a encore lieu de remarquer qu'on aura à diviser par 2 les termes du panneau de clef.

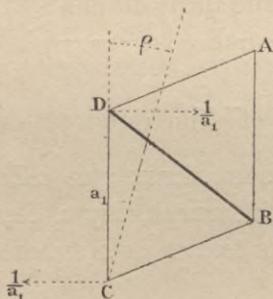


Fig. 62.

Enfin on peut désirer connaître la rotation d'un montant CD.

Nous appliquons encore le théorème du travail virtuel, en supposant qu'aux points D et C et aux points symétriques on ait deux forces égales à $\frac{1}{a_1}$ et de sens contraire (fig. 62).

Si ρ est l'angle que fait CD déplacé avec sa direction primitive, nous écrirons :

$$\rho = + \Sigma(\beta)db + \Sigma(\varepsilon)de + \Sigma(\gamma)dj + \Sigma(x)da$$

Mais

$$(\beta) = - \frac{1}{a} \frac{b}{l} \quad (\varepsilon) = \frac{1}{a_1} \frac{e}{l} \quad (\gamma) = + \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j}{l} \quad (x) = \frac{m}{a}$$

On aura donc :

$$\rho = \Sigma \left\{ - \frac{1}{a} \frac{b}{l} db + \frac{1}{a_1} \frac{e}{l} de + \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj + \frac{m}{a} da \right\}$$

Pour le panneau de clef, les termes de la somme devraient être divisés par 2.

Pour le panneau ABCD, la barre CD a une tension $(x) = - \frac{i}{a_1 l}$

En admettant donc que le signe Σ ci-dessus ne comprend les termes en da que jusqu'au montant AB inclusivement, on devra ajouter à la somme le terme $-\frac{i_n(da_1)_n}{(a_1)_n l_n}$.

Dans les deux formules relatives à dv et $d\alpha$, l'allongement du montant CD n'intervient pas.

Ces formules sont susceptibles de simplifications, comme celles de la poussée; mais comme on connaîtra complètement les différentielles db , de , etc., le calcul des formules entières ne présentera pas de grandes difficultés et fournira d'utiles vérifications.

Nous avons omis le plus souvent d'indiquer dans le texte le sens positif des lignes et des rotations; cette lacune est comblée par les indications des figures.

§ 68. — Étude de l'action des poids dans le cas des charges dissymétriques.

Nous avons étudié l'effet de la charge dissymétrique placée entre la clef et une des grandes piles.

Le principe de l'indépendance des effets des forces montre que la poussée due à cette surcharge est moitié de celle que fait naître la surcharge totale.

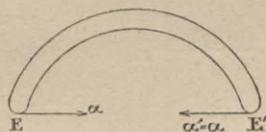


Fig. 63.

En effet, si α est la poussée E (fig. 65), avec une charge dissymétrique, la poussée en E' sera encore α , et si α_1 est la poussée due à la surcharge totale, on a, ainsi qu'il a été établi plus haut :

$$\alpha + \alpha' = \alpha_1$$

c'est-à-dire

$$2\alpha = \alpha_1 \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{\alpha_1}{2}.$$

Pareillement, les tensions des barres BD et AC seront, dans le panneau de clef, moitié des tensions que fait naître dans ces barres la surcharge totale.

Coupons ce panneau (fig. 64) par une ligne mn parallèle à l'axe

des y et projetons sur cet axe toutes les forces connues ou inconnues qui s'exercent sur la partie de ferme comprise entre la retombée et la ligne mn ; nous aurons :

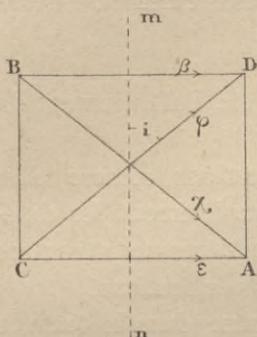


Fig. 64.

$$(\varphi - \chi) \cos i = - P$$

P étant la somme des projections sur mn de la réaction verticale de l'appui et des poids placés entre l'appui et la ligne mn . Si nous supposons que la surcharge est placée à droite de mn , on aura $P = T$, réaction verticale de l'appui; d'où :

$$(\varphi - \chi) \cos i = - T.$$

Projetons les mêmes forces connues ou inconnues sur l'axe des x ; nous aurons :

$$\beta + \varepsilon + (\varphi + \chi) \sin i = - Q.$$

Mais, avec la surcharge totale, nous aurions, en appelant β_7 , ε_7 , χ_7 , Q_7 les forces dues à cette surcharge :

$$\beta_7 + \varepsilon_7 + (\varphi_7 + \chi_7) \sin i = - Q_7.$$

Or :

$$\beta_7 + \varepsilon_7 = 2(\beta + \varepsilon) \quad \text{et} \quad Q_7 = 2Q.$$

Par suite :

$$\varphi + \chi = \frac{1}{2} (\varphi_7 + \chi_7)$$

Cette équation, jointe à la précédente $(\varphi - \chi) \cos i = - T$, donnera les valeurs de φ et χ , et par la formule des trois tensions on obtiendra les valeurs successives des autres tensions φ . Il sera bon, pour la commodité des calculs, de partir de la retombée. On doit trouver, comme vérification, que la distance des deux points A et B du montant voisin de la retombée n'a pas subi de modification.

§ 69. — Déformations dans le cas des charges dissymétriques.

Rapportons le système aux deux axes de coordonnées Ex et Ey (fig. 65) et admettons que la culasse E soit encastrée au point E.

Proposons-nous de chercher : dv accroissement de l'abscisse v

du point D; dz accroissement de l'ordonnée z de ce point; ρ angle dont CD a tourné, ρ étant positif quand la rotation s'effectue des x positifs vers les y positifs.

Appliquons au point D deux forces parallèles aux axes E_x et E_y , dirigées comme l'indique la figure, et soient $Q + \frac{p}{a}$ la valeur de la première de ces forces et P la valeur de la seconde (a est la longueur de CD).

Appliquons, en outre, au point C une force parallèle à la force $Q + \frac{p}{a}$, mais de sens contraire et égale à $\frac{p}{a}$.

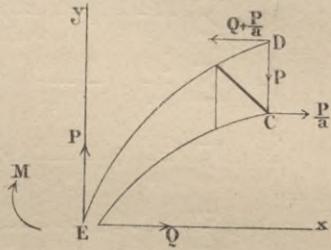


Fig. 65.

Cela fait, donnons au système un mouvement qui procure aux barres les allongements qu'elles reçoivent de l'action des poids dissymétriques et appliquons le théorème du travail virtuel; nous aurons :

$$- Qdv - Pd z + \rho p = + \Sigma((\beta)db + (\varepsilon)de + (\gamma)dj + (\alpha)da).$$

Pour calculer (β) , (ε) , (γ) et (α) , nous remarquerons que le système articulé soumis aux forces que nous venons d'indiquer, recevra de la culasse des réactions qui devront faire équilibre à ces forces. Ces réactions pourront se remener à deux forces P et Q appliquées au point E et à un couple M ayant pour valeur

$$Qz + p - Pv.$$

On aura par suite :

$$(\beta) = \frac{P}{a}(v - x)\frac{b}{l} + \frac{Q}{a}(y - z)\frac{b}{l} - \frac{p}{a}\frac{b}{l}$$

$$(\varepsilon) = -\frac{P}{a_1}(v - x_1)\frac{e}{l} - \frac{Q}{a_1}(y_1 - z + a_1)\frac{e}{l} + \frac{p}{a_1}\frac{e}{l}$$

$$(\gamma) = -P\left(\frac{v - x}{a} - \frac{v - x_1}{a_1}\right)\frac{j}{l} - Q\left(\frac{y - z}{a} - \frac{y_1 - z}{a_1}\right)\frac{j}{l} + p\left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1}\right)\frac{j}{l}$$

$$(\alpha) = -P\left(1 - m\frac{x - v}{a}\right) - Q\left(m\frac{y - z}{a} - \frac{i_0}{l_0}\right) + m\frac{p}{a}.$$

Mais l'équation que nous a fournie le théorème du travail virtuel existera quelles que soient les valeurs de Q, P et p; il en résulte que les coefficients de ces quantités doivent être identiques dans les deux membres de l'équation. On a donc :

$$\begin{aligned}
 dv &= \left\{ \begin{aligned} &\sum \left\{ -\frac{y}{a} \frac{b}{l} db + \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e}{l} de + \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj + \left(m \frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) da \right\} \\ &+ z \sum \left\{ \frac{1}{a} \frac{b}{l} db - \frac{1}{a_1} \frac{e}{l} de - \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj - \frac{m}{a} da \right\} \end{aligned} \right. \\
 dz &= \left\{ \begin{aligned} &\sum \left\{ \frac{x}{a} \frac{b}{l} db - \frac{x_1}{a_1} \frac{e}{l} de - \left(\frac{x}{a} - \frac{x_1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj + \left(1 - m \frac{x}{a} \right) da \right\} \\ &+ v \sum \left\{ -\frac{1}{a} \frac{b}{l} db + \frac{1}{a_1} \frac{e}{l} de + \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj + \frac{m}{a} da \right\} \end{aligned} \right. \\
 \rho &= \sum \left\{ -\frac{1}{a} \frac{b}{l} db + \frac{1}{a_1} \frac{e}{l} de + \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j}{l} dj + \frac{m}{a} da \right\}.
 \end{aligned}$$

Pour le montant CD, on n'aura pas $\frac{m}{a} da$, dans cette dernière formule, mais seulement $\frac{1}{l} \frac{da}{a}$. Dans les deux premières formules la déformation de ce montant intervient de la même manière que celles des autres.

Il n'est pas besoin d'insister pour montrer combien ces formules ressemblent à celles que nous avons trouvées dans le cas des charges symétriques et pour faire voir comment on pourra utiliser ici les calculs qui auront été faits pour ce dernier cas.

Les formules qui précèdent donnent les mouvements élémentaires du système, en supposant que la culasse n'ait pas tourné autour du point E; mais cette hypothèse n'est pas exacte, et nous devons faire tourner le système de manière à avoir les positions réelles qu'ont prises les divers points.

Soit ω l'angle dont a tourné la culasse, en prenant pour sens positif celui de la rotation des aiguilles d'une montre; faisons tourner le système de cet angle, nous aurons les nouvelles positions absolues de tous les sommets en écrivant :

$$dv' = dv + \omega z \quad dz' = dz - \omega v \quad \rho' = \rho - \omega.$$

dv' , dz' et ρ' étant les différentielles des mouvements absolus.

Pour les sommets M et N de l'extrados (*fig. 66*), on aura, en appelant dz_0 et dz_1 les accroissements d'ordonnée trouvés par les formules ci-dessus et df l'accroissement relatif d'ordonnée du point P, milieu de MN :

$$\frac{dz_0 + dz_1}{2} = df$$

et, si nous nommons df' l'accroissement absolu de l'ordonnée du point P, nous aurons :

$$df' = df - \omega \frac{c}{2}$$

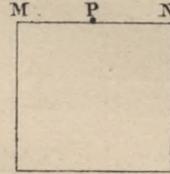


Fig. 66.

c étant la longueur de la corde de l'arc.

Mais nous savons que df' est, à cause de la symétrie et de l'indépendance des effets des forces, égal à la moitié de l'accroissement des flèches dû à la surcharge totale ; df' est donc connu. Par suite, on aura ω en posant :

$$df' = \frac{dz_0 + dz_1}{2} - \omega \frac{c}{2}.$$

Nous avons ainsi obtenu les déformations d'une moitié de la ferme ; il nous reste à montrer comment on peut avoir celles de l'autre moitié.

Reprenons le système des coordonnées ayant pour origine le point O milieu de la corde (*fig. 67*).

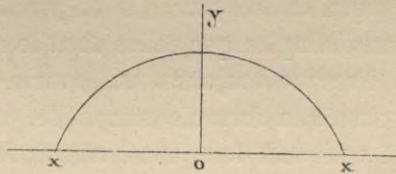


Fig. 67.

Soient, dans ce système :

α l'accroissement de l'abscisse ou de l'ordonnée d'un point, ou encore la rotation d'un montant ; α' l'accroissement de ces quantités pour le point ou le montant symétrique ; α_1 l'accroissement de ces quantités dans le cas de la surcharge totale. On a :

$$\alpha + \alpha' = \alpha_1.$$

Mais pour les abscisses :

$$\alpha = -dv' ;$$

donc : $-dv' + \alpha' = \alpha_1$ et $\alpha' = \alpha_1 + dv'.$

Pour les ordonnées :

$$\alpha = dz' ;$$

donc : $dz' + \alpha' = \alpha_1$ et $\alpha' = \alpha_1 - dz'$.

Pour les rotations :

$$\alpha = -\rho' ;$$

donc : $-\rho' + \alpha' = \alpha_1$ et $\alpha' = \alpha_1 + \rho'$.

De même pour les tensions, connaissant $\beta, \varepsilon, \varphi, \chi$ et α pour un panneau de gauche, $\beta_1, \varepsilon_1, \varphi_1, \chi_1$ et α_1 , pour la surcharge totale, on aura, pour la surcharge partielle, les tensions du panneau symétrique en posant :

$$\beta + \beta' = \beta_1 \quad \varepsilon + \varepsilon' = \varepsilon_1, \text{ etc.}$$

§ 70. — Remarque sur l'application des formules.

Les formules qui précèdent paraîtront au premier abord d'un emploi difficile; mais, si on y réfléchit, on reconnaîtra qu'elles sont aussi simples que celles dont le moment d'inertie est la base.

Presque toujours, on pourra employer pour le calcul de la poussée la formule simplifiée, même pour les calculs définitifs, et cela sera tout aussi commode que de recourir aux formules que nous avons fait connaître au paragraphe premier de ce chapitre.

Connaissant la poussée, on pourra, si les barres de treillis sont à peu près également inclinées sur la fibre moyenne, ce qui est le cas des arcs très surbaissés, admettre l'égalité du travail des fers dans les deux barres d'un même treillis et obtenir facilement, par le calcul ou une épure de statique graphique, les tensions de toutes les barres. Si, au contraire, la flèche de l'arc est considérable, on devra employer la formule des trois tensions pour calculer les forces φ . Ce n'est pas là un très long calcul et l'on ne saurait, à notre avis, s'en dispenser pour des ouvrages exceptionnels.

On n'emploiera la formule complète pour calculer la poussée

que dans les cas où les pièces de l'âme seront soumises à un travail considérable comparativement au travail des membrures; le calcul est alors plus difficile, car on est obligé de calculer les forces φ en fonction de la poussée Q avant de déterminer cette poussée. Mais, en général, lorsqu'il sera nécessaire de recourir à ces calculs, c'est que les conditions seront telles qu'avec les anciennes méthodes, on serait conduit à des erreurs considérables.

Nous aurions voulu montrer comment on peut utiliser les moyens que fournit la statique graphique pour ces calculs, mais nous avons craint d'allonger outre mesure ce mémoire; nous savons d'ailleurs combien est répandue aujourd'hui la connaissance de ces moyens et nous nous sommes borné à ce qu'il était essentiel de faire connaître pour justifier et faciliter l'emploi de méthodes qui présentent un haut degré d'exactitude, pour le calcul des grandes charpentes métalliques, lorsqu'il est permis de les assimiler aux systèmes articulés.

Nous n'avons pas indiqué comment on traiterait le cas d'un arc encastré à ses deux extrémités, car nous aurons à examiner un cas de cette espèce dans l'étude des effets du vent.

II. — ÉTUDE DE L'ACTION DU VENT SUR L'ARC

§ 71. — Notions préliminaires.

Les forces qu'engendre l'action du vent étant supposées perpendiculaires au plan longitudinal de symétrie de l'arc, nous sortons des conditions d'équilibre dans le plan; mais il sera facile de décomposer le problème en plusieurs autres rentrant dans ces conditions.

Les extrémités des fermes de l'arc sont constituées par des panneaux pleins très solides et les deux panneaux pleins correspondant à une même retombée sont reliés entre eux; leur ensemble constitue une pièce à peu près indéformable que nous appelle-

rons : *culasse* de l'arc. Cette culasse porte sur les appuis par deux rotules, liaison qui équivaut à la fixation de deux points. Par suite, si la culasse était indéformable, le seul mouvement que les dispositions des appuis permettraient à la culasse, serait une rotation autour de la droite qui passe par les deux points de contact.

Les actions du vent se répartissent à peu près également sur les deux fermes, et, pour le moment, nous admettrons l'égalité absolue de cette répartition.

Considérons (*fig. 68*) le montant AB du contreventement de l'arc (extrados ou intrados) et deux forces F, égales entre elles et de même sens, appliquées aux points A et B dans la direction de ce montant. Supposons

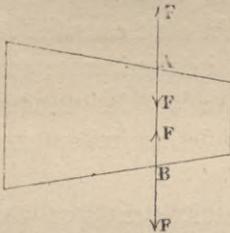


Fig. 68.

que nous enlevions ces forces et que nous les remplaçons par un système de forces égales, mais de sens contraire. Si, sous l'influence du premier système de forces, la rotule a tourné d'un angle ω , elle tournera du même angle et dans le même sens, sous l'effet du second système. Mais, si nous appli-

quions en même temps les deux systèmes, les appuis étant fixes, la rotule devrait tourner d'un angle 2ω . Or, les deux systèmes de forces s'annulent point par point, et leur effet doit forcément être nul; on a donc : $\omega = 0$.

Donc, si la culasse était indéformable, elle ne prendrait, sous l'action du vent agissant seul, aucun mouvement.

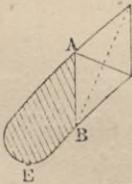


Fig. 69.

Il en résulte que le rôle des appuis consisterait dans ce cas à rendre fixes les deux points A et B auxquels le système articulé est attaché (*fig. 69*), ou, ce qui revient au même, à rendre fixe la position du point E et nulle la rotation de la droite AB.

Nous appellerons : *barres conjuguées*, deux barres symétriques par rapport au plan longitudinal de symétrie; *barres neutres*, les barres qui sont contenues dans ce plan ou lui sont perpendiculaires.

Soient, sous l'action des forces données, α la tension d'une barre

et α' celle de sa conjuguée (*fig. 70*). Changeons le sens de toutes ces forces; nous aurons, à raison de la symétrie, α' pour la tension de la première barre et α pour celle de la seconde. Faisons agir en même temps les deux systèmes de forces; la tension de chacune des barres conjuguées sera $\alpha + \alpha'$; somme qui devra être nulle, puisque les deux systèmes de forces s'annulent l'un l'autre point par point.

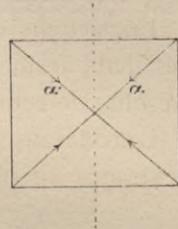


Fig. 70.

Il en résulte que les tensions de deux barres conjuguées sont égales et de signes contraires.

Soit α la tension d'une barre neutre, sous l'action des forces données; cette tension serait encore α si l'on changeait le sens de toutes ces forces, et l'on aurait 2α sous l'effet des deux systèmes de forces agissant ensemble. Ces deux systèmes s'annulant point par point, on voit que α doit être nul. Donc, la tension de toute barre neutre est nulle.

Il en sera de même de la tension des barres de contreventement à la clef; en effet, ces barres étant conjuguées, on a: $\alpha = -\alpha'$.

Mais, d'autre part, en raison de la symétrie de l'arc, on doit avoir: $\alpha = \alpha'$; d'où: $\alpha = 0$.

§ 72. — Réactions à la clef d'une moitié d'arc sur l'autre moitié.

Si nous coupons l'arc par son plan transversal de symétrie AB (*fig. 71*), les tensions des barres coupées dans le contreventement étant nulles, on voit que les actions de la moitié d'arc située à droite de AB sur la moitié située à gauche se réduisent à des forces contenues dans les plans des fermes. Dans chacun de ces plans, ces forces peuvent être ramenées à une force unique horizontale Q, que nous ferons passer par le point E de retombée et à un couple p . Les flèches de la figure indiquent le sens positif de Q et de p .

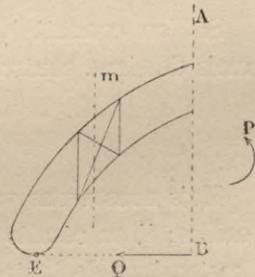


Fig. 71.

§ 73. — Tension des barres de contreventement.

Considérons (*fig. 72*) deux panneaux adjacents ABCD et CDEF du contreventement (extrados ou intrados). Le point D est en équilibre sous l'action des forces qui y sont appliquées. Décomposons toutes ces forces suivant les trois directions DC, DB et DF, ces deux dernières étant contenues dans le plan de la ferme. Il faudra, pour que l'équilibre existe, que la somme des composantes soit nulle pour chacune de ces directions et en particulier pour la direction DC. Soient ψ la tension et π la longueur de la barre AD; γ_1 la tension et

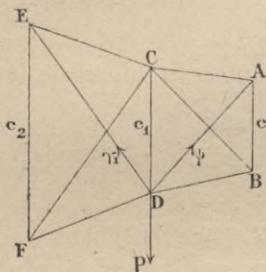


Fig. 72.

g_1 la longueur de la barre DE; c , c_1 , c_2 les longueurs des barres AB, CD et EF, et p la force extérieure directement appliquée en D.

La composante de ψ suivant DC sera $\psi \frac{c}{\pi}$

celle de γ_1 sera $\gamma_1 \frac{c_2}{g_1}$

et comme la barre neutre DC a une tension nulle, on devra avoir

$$\psi \frac{c}{\pi} + \gamma_1 \frac{c_2}{g_1} - p = 0.$$

Si l'on connaît ψ , on aura donc γ_1 , et comme ψ_1 est égal à γ_1 mais de signe contraire, et que $\pi_1 = g_1$, on aura :

$$\psi \frac{c}{\pi} - \psi_1 \frac{c_2}{\pi_1} - p = 0.$$

Mais nous avons vu que les tensions des barres de la clef étaient nulles; il en résulte que les formules ci-dessus permettent d'avoir les tensions de toutes les barres du contreventement, dans la partie de l'arc où celui-ci est à simple croix.

Pour la partie de l'arc où le contreventement est à double croix, nous considérerons comme enlevées les barres indiquées en pointillé

sur la *figure 73* et nous les remplacerons par les actions inconnues qu'elles exercent à leurs extrémités.

Cela fait, nous pourrons exprimer les tensions des barres conservées en fonction des forces connues et des actions inconnues.

Pour avoir l'expression de ces tensions en fonction des forces connues, on procédera comme il a été indiqué plus haut pour le cas de la simple croix. Au point de transition entre les deux systèmes (*fig. 74*), on écrira :

$$\psi \frac{c}{\pi} + \gamma_1 \frac{c_2}{g_1} - p = 0.$$

Pour les autres panneaux (*fig. 75*), on aura, en appelant k_1 la tension de la barre AB :

$$k_1 + \gamma \frac{c}{g} = 0;$$

d'où :

$$k_1 = - \frac{\gamma}{g} c$$

et

$$k_1 + \gamma_1 \frac{c_2}{g_1} - p = 0;$$

d'où :

$$- \frac{\gamma}{g} c + \frac{\gamma_1}{g_1} c_2 - p = 0.$$

Procédant ainsi de proche en proche, on aura les expressions de toutes les tensions γ en fonction des forces connues.

Il nous reste à calculer ces expressions en fonction des actions inconnues des barres supprimées.

Les forces ψ appliquées au demi-panneau ABDF (*fig. 76*)

donneront lieu, dans les diverses barres, à des tensions dont nous

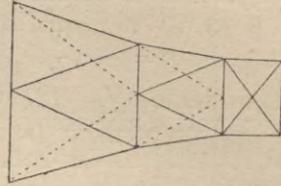


Fig. 73.

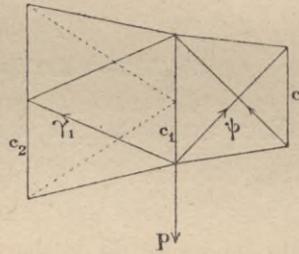


Fig. 74.

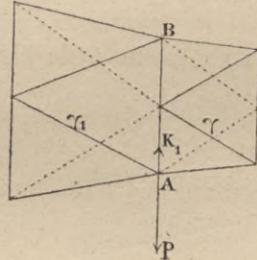


Fig. 75.

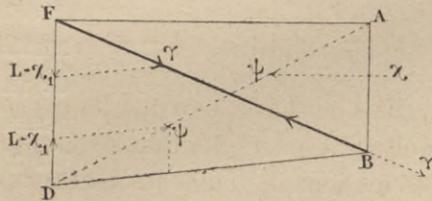


Fig. 76.

obtiendrons la valeur au moyen de la similitude des triangles de la figure. Nous aurons :

$$k = -c_1 \frac{\psi}{\pi} \quad \gamma = -\frac{k}{c_1} g = g \frac{\psi}{\pi} \quad k_1 = -c \frac{\psi}{\pi}.$$

On voit d'ailleurs que les forces ψ n'auront aucune influence sur les tensions des barres des autres panneaux.

Nous aurons donc les expressions complètes des tensions des barres conservées en fonction des forces connues et des tensions inconnues des barres supprimées.

§ 74. — Actions transmises à la ferme.

Nous avons dit que si l'on décomposait chacune des forces qui

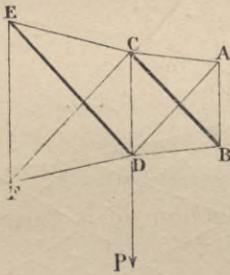


Fig. 77.

sont appliquées en un point d'articulation D (fig. 77), suivant les trois directions DB, DF et DC, la somme des composantes ainsi obtenues devait être nulle pour chaque direction. Il en résulte immédiatement que l'action transmise au point D à la ferme est représentée par l'ensemble des composantes suivant DB et DF de toutes les forces qui ne se trouvent pas dans le plan de la ferme.

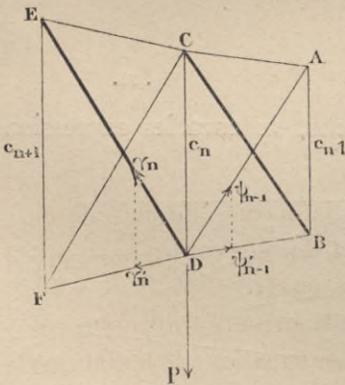


Fig. 78.

Envisageons d'abord le cas de panneaux à simple croix (fig. 78). L'action sur la ferme au point D se composera des deux forces ψ'_{n-1} et γ'_n qui sont l'une la composante suivant DB de la tension ψ_{n-1} et l'autre la composante suivant DF de la tension γ_n . On a, d'ailleurs :

$$\psi'_{n-1} = \psi_{n-1} \frac{b_{n-1}}{g_{n-1}} \quad \gamma'_n = \gamma_n \frac{b_n}{g_n}$$

b_{n-1} et b_n étant les longueurs des barres DB et DF.

Mais, au point B, on aurait suivant la direction BD une composante $\gamma'_{n-1} = \gamma_{n-1} \frac{b_{n-1}}{g_{n-1}}$ et, comme $\psi_{n-1} = -\gamma_{n-1}$, on voit qu'on aura, aux extrémités de chaque barre b pour l'extrados, et e pour l'intrados, deux forces dirigées suivant l'axe de la barre, de même sens et égales entre elles. Leur grandeur sera exprimée par $\gamma_{n+1} \frac{b_{n-1}}{g_{n-1}}$.

Passons au cas de panneaux à double croix.

Considérons d'abord les forces connues seules (fig. 79). L'action transmise à la ferme sera la composante de γ_n suivant DF, et l'on aura :

$$(\gamma'_n)_c = (\gamma_n)_c \frac{b_n}{g_n},$$

$(\gamma_n)_c$ étant l'expression de la tension de DE en fonction des forces connues seulement.

Si nous nous occupons ensuite des forces inconnues, nous aurons :

$$(\gamma'_n)_\psi = (\gamma_n)_\psi \frac{b_n}{g_n}$$

$(\gamma_n)_\psi$ étant l'expression de la tension DE en fonction de la tension inconnue ψ_n . Mais on a trouvé :

$$(\gamma_n)_\psi = g_n \frac{\psi_n}{\pi_n}.$$

On a donc :

$$(\gamma'_n)_\psi = b_n \frac{\psi_n}{\pi_n}.$$

Mais, au point F, on aura :

$$(\psi'_n)_\psi = b_n \frac{\psi_n}{\pi_n}.$$

On voit donc que l'action transmise à la ferme, du fait d'une force ψ_n , se réduira à deux forces égales et de sens contraire, appliquées aux deux extrémités de la barre b_n ou c_n .

Considérons maintenant un panneau de la ferme (fig. 80) et supposons encore que la barre f est supprimée. Les équations de la statique nous permettront de calculer les tensions des barres conservées en fonction : 1° des actions transmises à la ferme du fait des forces connues; 2° des actions transmises à la ferme du fait des forces ψ

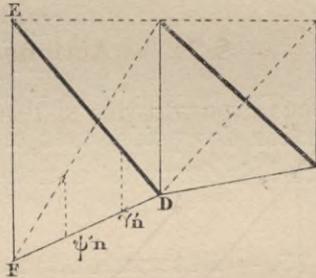


Fig. 79.

inconnues ; 3° des tensions ψ des barres f supprimées ; 4° des inconnues Q et p . Mais nous avons vu que les actions transmises à

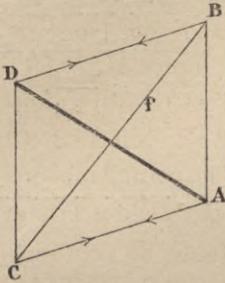


Fig. 80.

la ferme du fait des forces ψ se réduisaient pour chaque panneau à deux groupes de deux forces égales et de sens contraire, appliquées aux extrémités des deux barres b et c . Ces forces sont très petites relativement à la puissance des barres b et c et, par suite, n'ont aucune importance ni au point de vue du travail de ces barres, ni au point de vue de leur allongement. On pourra donc les négliger.

Le problème est donc, en ce qui concerne la ferme, ramené à celui que nous avons eu à traiter au sujet de l'action des poids, avec cette différence toutefois que dans le cas actuel, la ferme est encastrée à ses deux extrémités.

§ 75. — Détermination des tensions des barres de contreventement et des actions transmises à la ferme, par un procédé graphique.

Soit une série de panneaux (*fig. 81*) dont le premier à droite $ABB'A'$

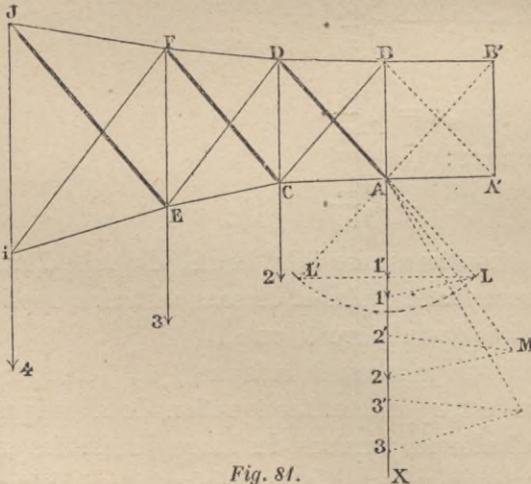


Fig. 81.

est le panneau de clef. Soient A_1, C_2, E_3, I_4 , les forces extérieures appliquées aux sommets A, C, E, I .

Par le point 1 menons $1L$ parallèle à CA ; AL représentera la tension de DA et $L1$ l'action transmise à la ferme au point A . La tension de BC étant égale à celle

de AD et de sens contraire, menons AL' parallèle à BC et de lon-

gueur égale à AL . Menons encore $L'1'$ parallèle à CA ; $1'1'$ sera l'action transmise à la ferme en C suivant la direction AC , et $A1'$ sera la composante suivant DC de la réaction exercée en C par BC . On peut encore obtenir le point $1'$ en menant par L une parallèle à BD , ce qui dispense de faire la construction des lignes AL' et $L'1'$. Mais en C nous avons, suivant DC , deux forces $A1'$ et $C2$ qui s'ajoutent; portons donc sur la droite AX la longueur $1'2$ égale à $C2$, $A2$ représentera la résultante de ces deux forces. Par le point 2 menons $2M$ parallèle à EC jusqu'à sa rencontre avec AM parallèle à FC , et par le point M menons $M2'$ parallèle à DF ; la ligne $M2$ représentera les deux réactions égales transmises en C et en E à la ferme suivant CE , et la ligne $A2'$ sera la composante suivant FE de la réaction exercée en E par DE . On portera $2'3 = E3$ et on procédera comme ci-dessus pour tous les panneaux jusqu'au montant où se fait la transition du système à simple croix aux système à double croix.

Soit AB ce montant (*fig. 82*). L'épure précédente nous a donné

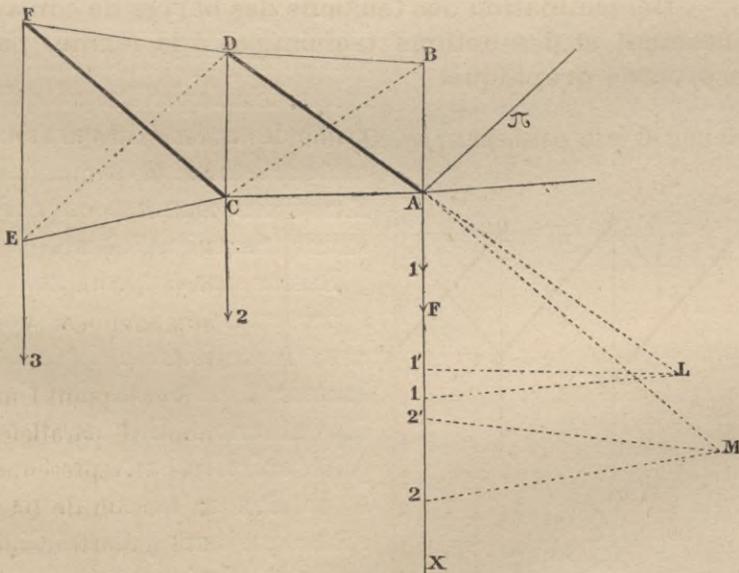


Fig. 82.

AF , composante suivant BA de la réaction de la barre π du panneau précédent.

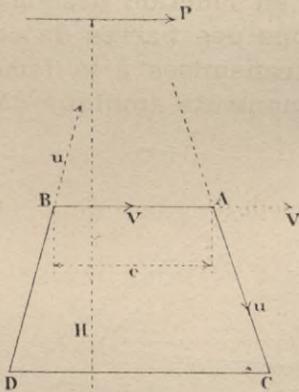
Soient A_1, C_2, E_3 , les forces extérieures appliquées aux points A, C, E; nous porterons sur AX la longueur FI égale à A_1 ; par le point 1, nous mènerons 1L parallèle à CA jusqu'à sa rencontre avec AL parallèle à DA et nous mènerons $L1'$ parallèle à BD. $L1'$ sera l'action transmise en A à la ferme suivant AC, et $A1'$ sera la réaction en C de la barre DC. Nous porterons $1'2$ égal à C_2 ; par le point 2 nous mènerons 2M parallèle à EC jusqu'à sa rencontre avec AM parallèle à FC, et ainsi de suite jusqu'à l'extrémité de l'arc.

On obtiendra ainsi les expressions des tensions et des actions transmises à la ferme, en fonction des forces connues. On aura les expressions des tensions des barres en fonction des forces ψ par le parallélogramme des forces.

§ 76. — Des forces transmises à l'arc proprement dit par les palées.

Les formules et les épures qui précèdent supposent que toutes

les forces extérieures sont directement appliquées à l'arc lui-même. Cela n'a pas lieu, puisqu'une partie des actions du vent s'exercent sur le tablier et sur les palées. Examinons comment ces actions seront transmises à l'arc.



Niveau des naissances

Fig. 83.

Faisons une coupe au montant 9 par exemple (fig. 85). Soit P une force horizontale située à une hauteur H au-dessus du niveau des naissances. Les barres de la palée articulées aux points A et B vont donner en ces points des efforts que nous pouvons décomposer en A suivant BA et AC, en B* suivant BA et DB.

Il est facile de voir, par des considérations de symétrie analogues à celles que nous avons dévelop-

pées plus haut, que les deux composantes V suivant BA sont égales et de même sens, et que les composantes u suivant AC et BD sont égales, mais dirigées en sens inverse.

On aura, en appelant ρ l'angle que font les plans des fermes avec le plan longitudinal de symétrie :

$$2V + 2u \sin \rho = P \qquad P \times H = uc \cos \rho$$

c étant la longueur de AB .

On a donc :

$$u = \frac{PH}{c \cos \rho}$$

et

$$V = \frac{P}{2} - \frac{PH}{c} \operatorname{tg} \rho = \frac{P}{2} \left(1 - \frac{2H}{c} \operatorname{tg} \rho \right)$$

Les forces u seront considérées comme des actions transmises aux fermes, et les forces V seront traitées comme les forces p directement appliquées aux sommets de l'arc.

§ 77. — Calcul des expressions en fonction des forces extérieures connues, des tensions des barres de contreventement et des actions transmises à la ferme, en partant du théorème des moments appliqué dans l'espace.

Si, au lieu de procéder par une méthode géométrique, on a recours au calcul, — ce que nous avons fait, — à la place des formules données plus haut, on pourra employer la méthode suivante qui nous a paru plus facile à suivre, et qui montre bien comment s'opère la distribution des efforts.

Coupons l'arc par son plan transversal de symétrie AB (*fig. 84*) et par un plan mn parallèle au premier. La partie d'arc comprise entre ces deux plans

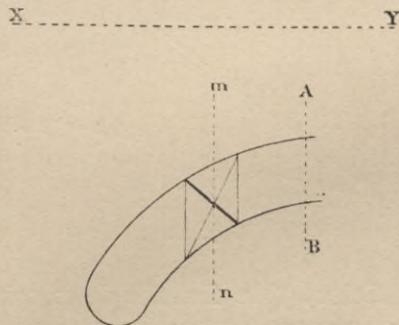


Fig. 84.

est en équilibre sous l'action : 1° des forces extérieures; 2° des tensions des barres coupées par les deux plans considérés. Les plans des deux fermes se coupent suivant une ligne horizontale XY contenue dans le plan longitudinal de symétrie, et le moment de la tension de toute barre coupée appartenant à une des fermes est nul par rapport à cette ligne; il en résulte, les tensions des barres de contreventement de la clef étant nulles, que la somme des moments par rapport à XY des réactions des barres de contreventement coupées par le plan *mn* est égale à la somme des moments, par rapport à cette ligne, des forces extérieures appliquées entre les deux plans AB et *mn*.

Les formules précédemment établies montrent d'ailleurs que les tensions des barres du contreventement d'extrados et les actions transmises à la ferme aux sommets d'extrados sont indépendantes, si on considère seulement l'action des forces connues, des forces appliquées à l'intrados et réciproquement (*). Il en résulte que la somme des moments par rapport à XY des barres de contreventement d'extrados ou d'intrados coupées par le plan *mn*, est égale à la somme des moments des forces extérieures appliquées à l'extra-

dos ou à l'intrados, étant bien entendu que l'on s'occupe seulement des forces extérieures connues.

Mais les deux barres de contreventement d'un panneau ayant des tensions égales et de signe contraire, la résultante de leurs tensions est une force perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie et passant par le point de rencontre des deux barres (*fig. 85*).

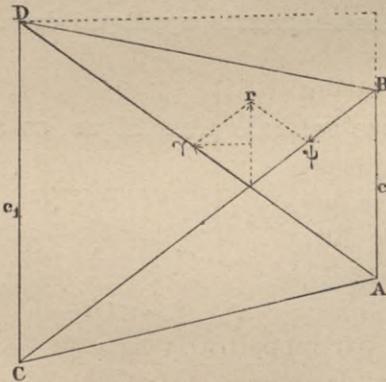


Fig. 85.

Soient *Y* la distance de ce point à la ligne XY, *r* la résultante

(*) On a de ce fait une démonstration bien simple en coupant le tronçon d'arc considéré par une surface qui laisse d'un côté tous les sommets d'extrados et de l'autre tous ceux d'intrados, et en remarquant que les actions exercées par une partie du tronçon sur l'autre ont des moments nuls par rapport à XY, puisqu'elles sont dans les plans des fermes.

cherchée, p une force extérieure quelconque comprise entre les plans AB et mn , Z la distance de cette force à XY; on aura :

$$r = \frac{\Sigma pZ}{Y}.$$

On aura donc :

$$\gamma = -\psi = \frac{r}{2} \frac{g}{c + c_1} = r \frac{g}{c + c_1}.$$

Cherchons maintenant la résultante des actions transmises à chacune des fermes entre les deux plans considérés, non compris celles qu'exerce une moitié de ferme sur l'autre moitié.

Les deux résultantes cherchées sont conjuguées, c'est-à-dire qu'elles se trouvent situées dans un même plan perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie et qu'elles sont égales et de sens inverse. Elles se rencontrent sur XY et, si on les compose, on obtiendra une force perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie. Soit r' cette force; les forces extérieures ont donné par leurs combinaisons la force r' et une force égale à r et de sens contraire. Si donc on prend r en valeur absolue, on pourra écrire :

$$r' = \Sigma p - r.$$

Soient H le pied de la perpendiculaire abaissée sur XY du point d'application E de la force r (*fig. 86*), N le point d'application de la force r' et ξ la distance d'une force p à la droite HE; on aura :

$$r' \times \text{HN} = \Sigma p\xi.$$

Car la somme des moments par rapport à la ligne HE de la force r prise en signe contraire et de la force r' , doit être égale à la somme des moments des forces extérieures. Mais le moment de la force $(-r)$ est nul, donc le moment de la force r' doit être égal à la somme des moments des forces extérieures.

On a donc :

$$\text{HN} = \frac{\Sigma p\xi}{r'}.$$

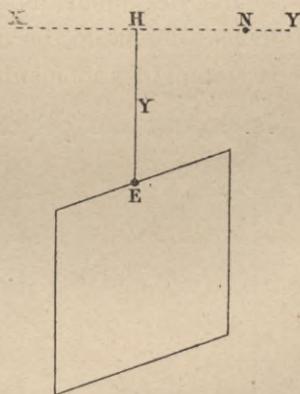


Fig. 86.

Appelons directrice du plan de la ferme la perpendiculaire menée, dans ce plan, à la corde par son milieu, et projetons la résultante cherchée pour l'une des fermes sur cette directrice (fig. 87). Soit P la longueur de la projection obtenue ; nous aurons :

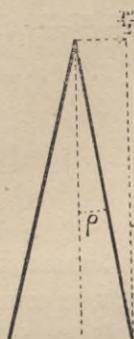


Fig. 87.

$$P = \frac{r'}{2 \sin \rho}.$$

Pour avoir complètement déterminé cette résultante, il ne nous reste plus à connaître que sa projection horizontale. Cette projection est la somme des projections horizontales des actions transmises aux divers sommets, et nous avons vu précédemment que ces actions se ramenaient à des groupes de deux forces appliquées aux extrémités d'une même barre b et ayant pour valeur (fig. 88):

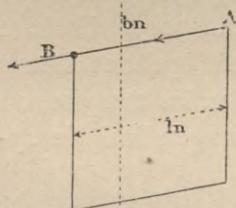


Fig. 88.

$$\gamma_n \frac{b_n}{g_n}.$$

La somme des projections horizontales des deux forces d'un même groupe sera donc :

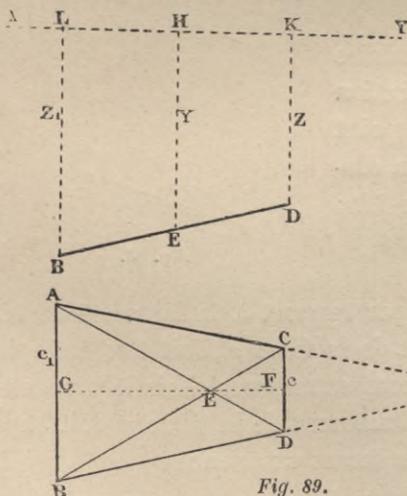


Fig. 89.

$$2\gamma_n \frac{b_n}{g_n} \frac{l_n}{b_n} = 2\gamma_n \frac{l_n}{g_n}.$$

Toutefois, pour le panneau coupé, on ne devra compter qu'une des forces; et, si m est l'indice de ce panneau, on aura, pour la projection horizontale de la résultante :

$$\pi = \gamma_m \frac{l_m}{g_m} + 2 \sum_0^{m-1} \gamma \frac{l}{g}.$$

Il nous reste à exprimer Y en fonction de longueurs connues.

On a par des triangles semblables (*fig. 89*):

$$\frac{HK}{HL} = \frac{EF}{EG} = \frac{CD}{AB} = \frac{OC}{OA} = \frac{c}{c_1} = \frac{Z}{Z_1}$$

$$\frac{Y - Z}{Z_1 - Z} = \frac{HK}{KL}$$

et

$$\frac{Y - Z}{Z_1 - Y} = \frac{HK}{HL} = \frac{c}{c_1} = \frac{Z}{Z_1}$$

$$(Y - Z)c_1 = (Z_1 - Y)c$$

$$Y(c + c_1) = (Z_1 - Y)c$$

$$Y = \frac{Z_1 c + Z c_1}{c + c_1}.$$

Mais

$$Z_1 c = Z c_1$$

d'où

$$Y = \frac{2Z_1 c}{c + c_1} = \frac{2Z c_1}{c + c_1} = \frac{2ZZ_1}{Z + Z_1}.$$

Afin d'avoir à mesurer les hauteurs sur le plan de la ferme, nous poserons (*fig. 90*):

$$Y = Y' \cos \rho \quad Z = Z' \cos \rho$$

Nous aurons donc :

$$r = \frac{\Sigma p Z'}{Y'} \quad Y' = \frac{2Z_1' c}{c + c_1}$$

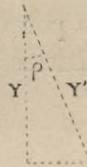


Fig. 90.

et rappelant les formules trouvées plus haut :

$$\gamma = r \frac{g}{c + c_1} \quad r' = \Sigma p - r \quad P = \frac{r'}{2 \sin \rho}$$

$$\pi = \gamma_m \frac{l_m}{g_m} + 2 \sum_{\bullet}^{m-1} \gamma \frac{l}{g} \quad \text{HN} = \frac{\Sigma p \xi}{r'}$$

Examinons maintenant le cas où le plan *mn* coupe un panneau à double croisillon (*fig. 91.*)

Nous aurons encore :

$$r = \frac{\Sigma p Z'}{Y'}$$

Mais ici

$$Y = Z_1$$

d'où :

$$r = \frac{\Sigma p Z'}{Z_1} \quad r' = \Sigma p - r \quad \text{HN} = \frac{\Sigma p \xi}{r'}$$

Mais on aura :

$$\gamma = r \frac{g}{2c}$$

et

$$\pi = 2 \sum_o^i \frac{l}{c + c_1} r + \sum_i^m \frac{l}{2c} r$$

i étant l'indice du dernier montant à croisillon simple.

Connaissant la résultante, pour chaque panneau, des actions transmises à la ferme, du fait des forces extérieures connues,

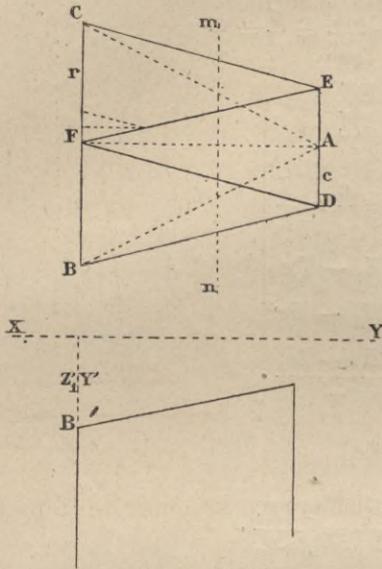


Fig. 91.

depuis la clef, et ayant montré que l'on pouvait négliger les actions sur la ferme provenant des forces inconnues des contreventements, nous pouvons aborder le problème de la recherche des tensions des barres situées dans les plans des fermes.

§ 78. — Calcul des tensions des barres dans les fermes.

Considérons la partie des fermes comprise entre les deux plans AB et mn (fig. 92). Elle doit être en équilibre sous l'action :

- 1° du couple μ et de la force Q, qui sont les réactions à la clef;
- 2° des actions transmises à la ferme entre la clef et le plan mn;
- 3° des forces φ inconnues provenant des tensions des barres f supprimées dans le plan de la ferme;
- 4° des tensions β , ε et γ du panneau coupé par mn.

Soient V et V' les moments, par rapport aux points A et D , de la résultante des actions transmises à la ferme.

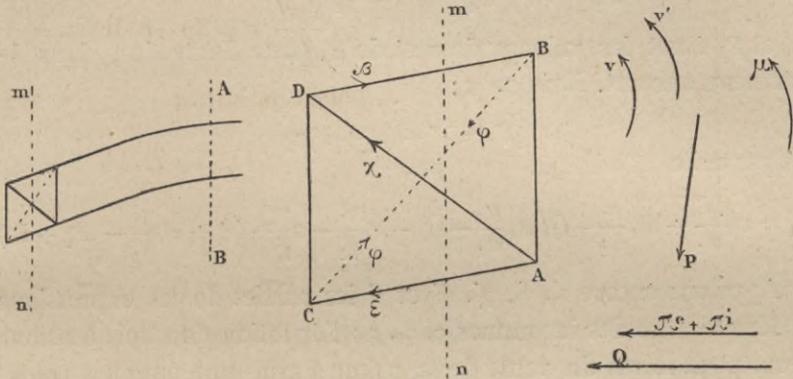


Fig. 92.

Les équations d'équilibre appliquées à ce système de forces nous donnent :

$$l \frac{\beta}{b} = -\frac{V}{a} - \frac{\mu}{a} + \frac{Qy}{a} - l \frac{\varphi}{f},$$

$$l \frac{\epsilon}{e} = \frac{V'}{a_1} + \frac{\mu}{a_1} - Q \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) - l \frac{\varphi}{f},$$

$$l \frac{\lambda}{j} = \frac{V}{a} - \frac{V'}{a'} + \mu \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) - Q \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1} \right) + l \frac{\varphi}{f} - (\pi^e + \pi^i),$$

π^e et π^i étant les valeurs de π pour l'extrados et l'intrados.

Si maintenant nous faisons une coupe de l'arc suivant $m'n'$ (fig. 93), les équations d'équilibre appliquées au nouveau système nous donneront :

$$\alpha = m \frac{v}{a} + m' \frac{\mu}{a} - Q \left(m \frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) - a_1 \frac{\varphi}{f} - a_0 \frac{\varphi_0}{f_0} + (\pi^e + \pi_0^i) \frac{i_0}{l_0} - (P^e + P_0^i)$$

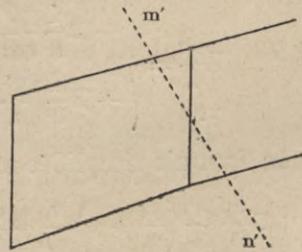


Fig. 93.

π_0^i et P_0^i sont les valeurs de π et de P , pour l'intrados, dans le panneau précédent.

On aurait de même :

$$\alpha_1 = m_1 \frac{v_1}{a_1} + m_1 \frac{\mu}{a_1} - Q \left(m_1 \frac{y_1}{a_1} - \frac{i}{l} \right) - a_2 \frac{\varphi_1}{f_1} - a \frac{\varphi}{f} + (\pi_1^e + \pi^i) \frac{i}{l} - (P_1^e + P^i)$$

π_1^e et P_1^e étant les valeurs de π et de P , pour l'extrados, dans le panneau suivant. Mais on a :

$$V_1 = V + (\pi_1^e + \pi^i) a_1$$

et par suite

$$\alpha_1 = m_1 \frac{V'}{a_1} + m_1 \frac{\mu}{a_1} - Q \left(m_1 \frac{y_1}{a_1} - \frac{i}{l} \right) - a_2 \frac{\varphi_1}{f_1} - a \frac{\varphi}{f} + (\pi_1^e + \pi^i) \frac{i}{l} - (P_1^e + P^i)$$

Appelons encore α' , α'_1 , χ' , β' et ε' les parties de ces expressions indépendantes des inconnues φ , φ_0 , φ_1 ; l'équation des trois tensions sera, pour le cas du vent, de la même forme que pour les poids, savoir :

$$0 = \begin{cases} \frac{aa_1 l}{s} (\alpha' + \frac{s}{s_1} \alpha'_1) + \frac{b^3 l}{\Omega b} \beta' + \frac{e^3 l}{\Omega_1 e} \varepsilon' - \frac{j^3 l}{\omega_1 j} \chi' \\ - \left\{ \frac{aa_1 l}{s} (a_1 + \frac{s}{s_1} a) + \left(\frac{b^3}{\Omega} + \frac{e^3}{\Omega^3} + \frac{f^3}{\omega} + \frac{j^3}{\omega_1} \right) l \right\} \frac{\varphi}{f} - \frac{aa_1 l}{s} a_0 \frac{\varphi_0}{f_0} - \frac{aa_1 l}{s} a_2 \frac{\varphi_1}{f_1} \end{cases}$$

Ces équations donneront les diverses valeurs de $\frac{\varphi}{f}$ en fonction de Q et μ , et, pour avoir ces inconnues, il suffira d'exprimer : 1° que l'allongement de la corde est nul ; 2° que la rotation du montant de la retombée est nulle.

Nous aurons à poser, pour établir la première de ces conditions :

$$E \frac{dc}{2} = \left\{ \begin{aligned} & - \Sigma \frac{1}{l^2} \frac{y b^3 l}{a \Omega} \beta + \Sigma \frac{1}{l^2} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{e^3 l}{\Omega_1} \varepsilon \\ & + \Sigma \frac{1}{l^2} \left(\frac{y}{a} - \frac{y_1}{a_1} \right) \frac{l}{j} \chi + \Sigma \left(m \frac{y}{a} - \frac{i_0}{l_0} \right) \frac{ax}{s} \end{aligned} \right\} = 0$$

La formule simplifiée sera :

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{v}{a_1} + \frac{b^3 y v}{\Omega a a} \right\} - Q \Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right)^2 + \frac{b^3}{\Omega} \left(\frac{y}{a} \right)^2 \right\} \\ + \mu \Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) \frac{1}{a_1} + \frac{b^3 y 1}{\Omega a a} \right\} = 0. \end{aligned}$$

Il y a lieu toutefois de faire observer que les formules simplifiées donneront ici des résultats moins approchés que dans le cas

des poids, attendu que le travail des treillis, dans le cas qui nous occupe, est relativement plus considérable.

Passons à l'expression de la deuxième condition :

Nous avons vu que la rotation du montant voisin de la retombée était donné par la formule

$$\rho = \Sigma \left\{ -\frac{1}{al} bdb + \frac{1}{a_1 l} ede - \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j dj}{l} + \frac{m}{a} da \right\}$$

Nous devons donc écrire :

$$E\rho = \Sigma \left\{ -\frac{1}{l^2} \frac{1}{a} \frac{b^3}{\Omega} \frac{l}{b} \beta + \frac{1}{l^2} \frac{1}{a_1} \frac{e^3}{\Omega_1} \frac{l}{e} \varepsilon + \frac{1}{l^2} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{a_1} \right) \frac{j^3}{\omega_1 j} \frac{l}{\gamma} \gamma + m \frac{\alpha}{s} \right\} = 0$$

et l'on aura l'équation simplifiée suivante :

$$\begin{aligned} \Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \frac{v_1}{a_1^2} + \frac{b^3}{\Omega} \frac{v}{a^2} \right\} - Q \Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \frac{1}{a_1} \left(\frac{y_1}{a_1} + 1 \right) + \frac{b^3}{\Omega} \frac{y}{a^2} \right\} \\ + \mu \Sigma \frac{1}{l^2} \left\{ \frac{e^3}{\Omega_1} \frac{1}{a_1^2} + \frac{b^3}{\Omega} \frac{1}{a^2} \right\} = 0. \end{aligned}$$

On a donc deux équations en Q et μ ; on en tirera les valeurs de ces deux inconnues et on obtiendra aisément les tensions de toutes les barres de la ferme.

Ceci suppose que la culasse est indéformable; mais cela n'a pas lieu en réalité, et il est bien évident que les longues pièces de la retombée ne sauraient empêcher les deux moitiés de culasse de prendre un certain déplacement relatif. Dans ce cas on a $\nu = -w$; w étant le moment par rapport au point d'appui des actions transmises à la ferme.

79. — Détermination des tensions inconnues du contreventement dans la partie à double croix.

Nous avons vu plus haut comment l'on obtenait les valeurs complètes des tensions des barres du contreventement dans la partie d'arc où celui-ci est à simple croix, et les expressions, en fonction des forces connues et des tensions inconnues ψ , des tensions des barres g , dans la partie d'arc où le contreventement est

à double croix. Il nous reste donc à extraire les inconnues ψ dont les valeurs, portées dans les expressions des tensions des barres g , donneront ces tensions en fonction de quantités toutes connues.

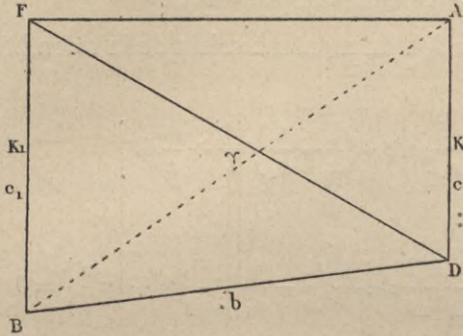


Fig. 94. :

Considérons le demi-panneau ADBF (fig. 94). Sa forme est celle d'un trapèze et nous aurons entre les allongements des lignes qui le composent, l'é-

quation de déformation du trapèze. L'allongement de la ligne neutre AF est nul. L'équation de déformation sera donc, en remplaçant les allongements par leurs expressions en fonction des tensions :

$$\frac{cc_1}{S} K + \frac{cc_1}{S_1} K_1 + \frac{b^3 \beta}{\Omega b} - \frac{\pi^3 \psi}{\omega \pi} - \frac{j^3 \gamma}{\omega_1 g} = 0.$$

Mais on a :

$$\frac{\gamma}{g} = \frac{r}{c} + \frac{\psi}{\pi}$$

$$K = -\frac{1}{2} r_0 - \frac{c_1}{\pi} \psi - \frac{c_0}{\pi_0} \psi_0$$

$$K_1 = -\frac{1}{2} r - \frac{c}{\pi} \psi - \frac{c_2}{\pi_1} \psi_1.$$

Comme

$$S = S_1 \quad \text{et} \quad \omega = \omega_1;$$

nous aurons :

$$-\frac{c_0 c c_1}{S} \frac{\psi_0}{\pi_0} - \left(\frac{c c_1^2}{S} + \frac{c^2 c_1}{S} + \frac{\pi^3 + g^3}{\omega} \right) \frac{\psi}{\pi} - \frac{c c_1 c_2}{S} \frac{\psi_1}{\pi_1} - \frac{1}{2} \frac{c c_1}{S} (r + r_0) - \frac{g^3 r}{\omega c} + \frac{b^3 \beta}{\Omega b} = 0$$

ou encore

$$c_0 \frac{\psi_0}{\pi_0} + \left(c + c_1 + \frac{\pi^3 + g^3}{\omega} \frac{S}{c c_1} \right) \frac{\psi}{\pi} + c_2 \frac{\psi_1}{\pi_1} + \frac{1}{2} (r + r_0) + \left(\frac{g^3 r}{\omega c} - \frac{b^3 \beta}{\Omega b} \right) \frac{S}{c c_1} = 0.$$

Dans le premier panneau à double croix, la valeur de K se réduit à $-c_1 \frac{\psi}{\pi}$, et, par suite, pour ce panneau, on aura l'équation :

$$\left(c + c_1 + \frac{\pi^3 + g^3}{\omega} \frac{S}{cc_1}\right) \frac{\psi}{\pi} + c_2 \frac{\psi_1}{\pi_1} + \frac{1}{2} r + \left(\frac{g^3 r}{\omega c} - \frac{b^3 \beta}{\Omega b}\right) \frac{S}{cc_1} = 0.$$

Pour le panneau de retombée (fig. 95)

on a :

$$db = 0 \quad dc_1 = 0$$

et

$$dg = 0 \quad dFE = 0.$$

L'équation sera donc :

$$\frac{c_0 \psi_0}{\pi_0} + \left(c_1 + \frac{\pi^3}{\omega} \frac{S}{cc_1}\right) \frac{\psi}{\pi} + \frac{1}{2} r_0 = 0.$$

Nous avons donc, une nouvelle forme de l'équation des trois tensions et nous opérerons ainsi qu'il a été indiqué pour les poids.

A raison de la faible différence existant entre les inclinaisons des barres π et g sur l'axe du panneau, on pourrait, sans grande erreur, au lieu d'effectuer les calculs que nous venons d'indiquer, admettre que

$$\psi = -\gamma.$$

On aurait alors, pour chaque panneau :

$$\psi + g \frac{r}{c} + g \frac{\psi}{\pi} = 0,$$

et, comme g et π sont à peu près égaux, on aurait :

$$\psi = -\gamma = -\frac{g}{c} \cdot \frac{r}{2}.$$

En fait, on pourra, dans presque tous les cas, se servir de cette formule simplifiée qui dispense de recourir, pour les contreventements, à l'emploi de la formule des trois tensions.

§ 80. — Remarque.

Le calcul de l'effet du vent ne présentera, en somme, pas plus de difficulté que celui des poids et utilisera un grand nombre de coefficients déjà calculés. Ce calcul, étant donnée l'hypothèse de

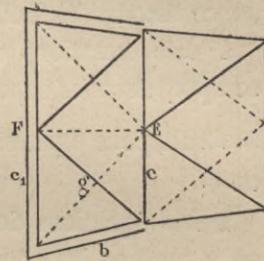


Fig. 95.

l'articulation, serait tout à fait rigoureux, si nous n'avions négligé les deux actions égales et de sens contraire transmises aux deux extrémités d'une même barre b ou e .

Cette simplification est absolument permise et n'introduit dans les résultats qu'une erreur très faible. Si l'on voulait se priver de ce secours, il faudrait écrire :

1° Les équations des trois tensions pour la ferme, en tenant compte, dans les expressions de β et ε , des actions négligées, ce qui se ferait, pour β par exemple, en ajoutant $-b\frac{\psi}{\pi}$ à l'expression donnée de β ;

2° Les équations des trois tensions pour l'extrados et l'intrados en y portant les expressions complètes de β et ε , en fonction des forces connues, de Q , μ , et des inconnues ψ .

Il faudrait ensuite résoudre simultanément ces trois groupes d'équations et en tirer les inconnues ψ et φ en fonction de Q et μ .

Si nous donnons cette indication, c'est qu'il peut se présenter telle charpente d'une force exceptionnelle pour laquelle ce calcul précis serait nécessaire.

§ 81. — Déformations résultant de l'effort du vent.

Dans tout ce qui précède, nous avons supposé que chacune des fermes restait plane, ce qui n'est pas absolument exact. Mais les déplacements des divers sommets étant très petits, nous avons pu projeter les nouvelles positions de ces sommets sur le plan primitif de la ferme et prendre, pour les longueurs des barres et de leurs allongements, les longueurs et allongements de leurs projections; les différences négligées étant des infiniment petits de second ordre.

De même, si nous étudions les déformations de la projection de la ferme sur le plan primitif, nous pourrions reporter les résultats obtenus à la ferme, en tant qu'il s'agit de déplacements parallèles à ce plan. Nous aurons ainsi les composantes dx et dy' des mouvements élémentaires de chaque sommet par un calcul identique à celui que nous avons exposé au sujet de l'action des poids.

Il nous restera à connaître les déplacements des sommets dans une direction non contenue dans le plan de la ferme et nous choisirons pour cela la direction normale au plan longitudinal de symétrie.

Remarquons d'abord que, si dy' est le déplacement d'un sommet parallèlement à la direction du plan de la ferme (fig. 96), le déplacement vertical dy correspondant aura pour valeur $dy' \cos \rho$.

Prenons pour axes de coordonnées les deux droites ox et oy situées dans le plan longitudinal de symétrie et la normale oz à ce plan. Considérons, dans la partie à double croix, un demi-panneau de contreventement ABCD (fig. 97) et admettons que les déplacements élémentaires dx , dy et dz du point D nous soient connus. Nous savons que, pour le point neutre A

$$dx_1 = 0 \quad dy_1 = 0.$$

Cherchons le déplacement élémentaire dz_1 de ce point. On a :

$$(x_1 - x)(dx_1 - dx) + (y_1 - y)(dy_1 - dy) + (z_1 - z)(dz_1 - dz) = \pi d\pi$$

et, en tenant compte de ce que $dx_1 = 0$, $dy_1 = 0$:

$$-ldx - I \cos \rho dy - c_1(dz_1 - dz) = fdf$$

Il vient, par suite :

$$dz_1 = dz - \frac{fdf + ldx + I \cos^2 \rho dy'}{c_1}.$$

Pour le point B, on aura :

$$dz_2 = dz_1 + dc$$

Passons à la partie d'arc où le contreventement est à simple croix (fig. 98).

Supposons connus les déplacements dx , dz et dy du point D.

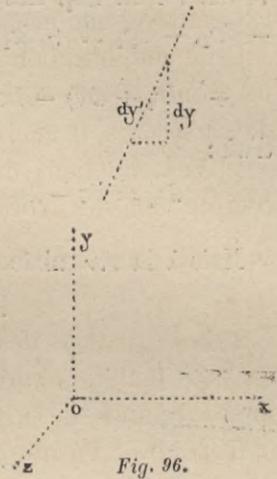


Fig. 96.

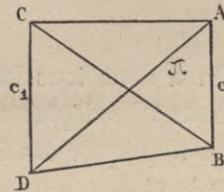


Fig. 97.

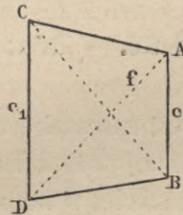


Fig. 98.

Nous connaissons les déplacements dx_1 et dy_1 du point B et nous voulons avoir dz_1 . Les déplacements élémentaires du point A seront $-dx_1$, $-dy_1$ et $+dz_1$; par suite, on aura :

$$-l(dx_1 + dx) - I \cos \rho (dy_1 + dy) - \frac{c + c_1}{2} (dz_1 - dz) = \pi d\pi$$

d'où :

$$dz_1 = dz - 2 \frac{f df + l(dx_1 + dx) + I \cos^2 \rho (dy'_1 - dy')}{c + c_1}.$$

Mais à la retombée (*fig. 99*), le point A est resté fixe et, par suite, pour ce point on a :

$$dx = 0, \quad dy = 0 \quad \text{et} \quad dz = 0.$$

Pour le point F,

$$dx_1 = 0, \quad dy_1 = 0$$

On a donc, pour la formule précédente :

$$dz_1 = -\frac{f df}{c_1}.$$

Pour le point E,

$$dz_2 = -\frac{f df}{c_1} + dc.$$

On a donc tous les éléments nécessaires pour calculer successivement les déplacements dz de tous les points. On pourrait d'ailleurs appliquer les formules générales que nous avons données plus haut.

§ 82. — Réactions des appuis fixes sur la rotule.

Il est nécessaire de connaître les réactions des appuis fixes sur la rotule, pour calculer le travail des appuis métalliques et des maçonneries situées au-dessous.

Soient E et E_1 (*fig. 100*) les deux points d'appui d'une moitié d'arc; la ligne EE_1 est perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie de l'arc. Décomposons la réaction qui passe par chacun de ces points, suivant trois directions dont l'une verticale, l'autre EE_1 , la troisième perpendiculaire aux deux autres.

Soient V, H, R les composantes au point E , et V', H', R' les composantes au point E_1 .

La moitié d'arc ABE est en équilibre sous l'action des forces

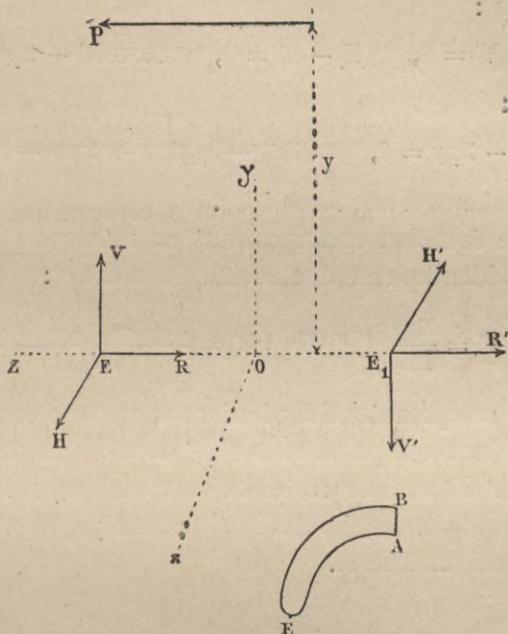


Fig. 100.

extérieures, des réactions des appuis et des réactions de l'autre moitié d'arc. Ces dernières réactions se réduisent, les tensions des barres de contreventement étant nulles, aux forces Q et aux couples μ .

Les deux forces Q , égales et de sens contraire, donnent lieu à un couple $Q \times EE_1$, ayant son axe vertical et dirigé de bas en haut.

Les couples μ ont leurs axes perpendiculaires aux plans des fermes, et l'on obtiendra leur couple résultant, en les composant par le parallélogramme des couples (fig. 101). L'axe du couple résultant sera donc vertical et dirigé de haut en bas, et son moment sera $2\mu \sin \rho$.

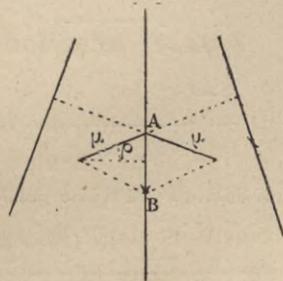


Fig. 101.

Projetons toutes les forces qui agissent sur la moitié d'arc ABE sur trois axes rectangulaires Ox, Oy, Oz , le point O étant le milieu de EE_1 , et écrivons les six équations d'équilibre.

Projections :

$$V - V' = 0, \quad H - H' = 0, \quad R + R' - \Sigma p = 0.$$

Moments :

$$V \times EE_1 - \Sigma py = 0, \quad QEE_1 - 2\mu \sin \rho + \Sigma px - HEE_1 = 0.$$

x étant la distance d'une force à Oy .

La sixième équation correspondant au moment par rapport à l'axe Oz , est identiquement satisfaite. On a donc :

$$V = V' = \frac{\Sigma py}{EE_1} \quad H = H' = \frac{\Sigma px - 2\mu \sin \rho}{EE_1} + Q.$$

Toutes les composantes des réactions sont donc connues, à l'exception des deux composantes R et R' dont on ne connaît que la somme. Pour déterminer ces deux composantes, il faudrait faire intervenir l'élasticité des appuis et de la culasse ; mais cette recherche ne présente aucun intérêt.

§ 83. — Examen du rôle des forces négligées dans l'étude qui précède.

Nous avons négligé les composantes horizontales p des poids (fig. 102) ; de plus, nous n'avons tenu aucun compte des tensions que fait naître, dans les barres de contreventement, la déformation des fermes sous l'action des poids. Enfin, en considérant

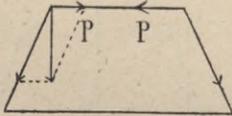


Fig. 102.

les actions du vent comme égales sur les deux fermes, nous avons encore négligé deux forces égales et de sens contraire appliquées aux deux extrémités de chaque entretoise de contreventement.

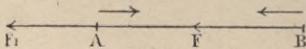


Fig. 103.

Soient, en effet, F_1 la force réellement appliquée en A (fig. 103)

et F celle appliquée en B ; en prenant $\frac{F + F_1}{2}$ pour la valeur des forces appliquées en A et B , nous avons négligé en A et B deux forces de sens contraire égales à $\frac{F - F_1}{2}$.

En ce qui concerne le vent, l'erreur commise est peu importante, d'autant plus qu'elle n'existe pas pour les actions du vent sur le tablier et sur le train, à raison de la grande solidité du couronnement des palées.

Mais, en ce qui concerne les poids, l'erreur n'est pas négligeable et nous allons montrer comment on en pourra tenir compte. Il est facile de reconnaître qu'en ce qui concerne les barres de la ferme, l'erreur commise est sans importance.

En effet, sous l'action des forces que nous venons d'indiquer, les deux barres AD et BC (*fig. 104*) auront évidemment des tensions égales et de même sens. Il en résulte que leurs actions sur la ferme seront deux forces appliquées en D et B , dirigées suivant DB , égales et de sens contraire. La grande vigueur des barres b et e permet de n'en tenir aucun compte.

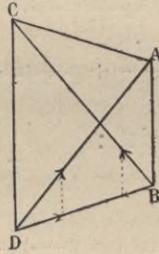


Fig. 104.

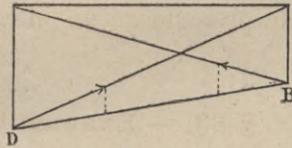


Fig. 105.

Dans la partie d'arc où le contreventement est à double croix (*fig. 105*), il n'en sera pas absolument de même; mais la différence des valeurs absolues des actions transmises en B et D sera évidemment très faible.

On peut donc admettre que les déformations de la ferme sont bien, sous l'action des poids, celles que nous a données le calcul développé plus haut.

Cela posé, reprenons un panneau à simple croix $ABCD$ (*fig. 106*), et remplaçons les deux barres AD et BC par les forces qu'elles exercent.

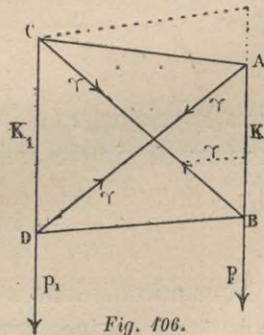


Fig. 106.

On aura :

$$K = p - \gamma \frac{c_1}{g} - \gamma_0 \frac{c_0}{g_0} \quad K_1 = p_1 - \gamma \frac{c}{g} - \gamma_1 \frac{c_2}{g_1}$$

Soit db l'allongement de BD donné par les calculs précédents ; l'application de la formule de déformation du trapèze donnera :

$$\frac{cc_1}{S} K + \frac{cc_1}{S} K_1 + 2bdb - 2 \frac{g^3}{\omega} \frac{\gamma}{g} = 0.$$

D'où, après substitution :

$$\frac{2bdbS}{cc_1} + p + p_1 - 2 \left(\frac{c_1 + c}{2} + \frac{g^3 S}{cc_1 \omega} \right) \frac{\gamma}{g} - \frac{c_0 \gamma_0}{g_0} - c_2 \frac{\gamma_1}{g_1} = 0.$$

A la clef :

$$K = K_1, \quad p = p_1, \quad c = c_1,$$

et on a :

$$2 \frac{bdb}{c_1^2} S + 2p_1 - 2 \left(c_1 + \frac{g^3 S}{c_1^2 \omega} \right) \frac{\gamma}{g} - c_2 \frac{\gamma_1}{g_1} = 0.$$

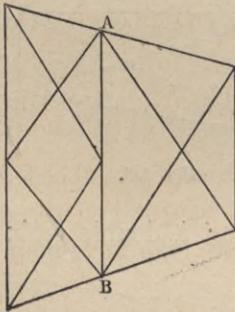


Fig. 107.

Dans la partie à double croix, le calcul présenterait plus de difficulté et nécessiterait quelques hypothèses. Comme c'est surtout au voisinage de la clef que l'erreur commise a quelque importance, nous nous sommes borné à faire le calcul pour la partie à simple croix et, arrivé au dernier panneau de ce genre (fig. 107), nous avons admis que l'accroissement de longueur de AB était nul, c'est-à-dire que $\frac{K_1}{S} = 0$. La nouvelle erreur ainsi commise n'a pas d'influence sensible sur le calcul des tensions dans le voisinage de la clef. Nous avons donc, pour le dernier panneau à simple croix :

$$2 \frac{bdb}{cc_1} + p - 2 \left(\frac{c_1}{2} + \frac{g^3 S}{cc_1 \omega} \right) \frac{\gamma}{g} - \frac{c_0 \gamma_0}{g_0} = 0.$$

Nous aurons donc à résoudre un nouveau groupe d'équations à trois tensions inconnues et nous opérerons comme il a été fait plus haut.

§ 84. — Du rôle des barres d'entretoisement.

Le rôle de l'entretoisement est de s'opposer à la déformation du quadrilatère ABCD dans lequel il est établi (fig. 108).

Pour tenir compte de cet effet, il faudrait prendre pour inconnues les tensions des barres AD et BC et décomposer ces tensions suivant les directions AB, BD, AC et CD. Comme ces tensions sont égales et de signe contraire, on aurait un système de forces analogues à celles sur lesquelles a porté le calcul

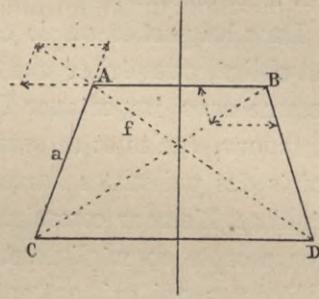


Fig. 108.

du vent. On aurait ainsi treize inconnues, et, pour en dégager la valeur, il faudrait, après avoir exprimé en fonction de ces inconnues les déplacements des points A et D, exprimer que l'accroissement de la distance des points D et E, sous l'action combinée des forces connues et inconnues, est égal à $\frac{f\varphi}{E\omega}$, en appelant φ la tension inconnue de la barre f .

On obtiendrait ainsi autant d'équations que d'inconnues, et l'on pourrait en tirer leur valeur.

Mais ce calcul serait fort long et nous ne l'avons pas abordé. Nous nous bornerons à faire observer qu'en négligeant l'effet des barres d'entretoisement, nous avons des résultats trop forts pour le travail des barres d'extrados.

§ 85. — Remarque sur les conséquences des différences existant entre les longueurs statiques et les longueurs réelles des barres.

En résumé, on voit que l'action du vent peut être calculée avec une très grande exactitude, au moyen de formules peu compliquées.

Si tout le contreventement était à simple croix, on pourrait calculer les tensions de toutes ses barres avec les seules formules de

la statique, et sans introduire d'autre hypothèse que celle de l'articulation, sauf à négliger l'action des poids sur ce contreventement. Si l'on voulait tenir compte de cette action, on y arriverait avec une très grande approximation par l'application de la formule des trois tensions.

Dans les parties où le contreventement est à double croix, on est obligé, pour éviter une trop grande complication, de considérer comme sans importance l'action de deux forces de très faible grandeur, égales et de sens contraire, appliquées aux deux extrémités des puissantes barres de la ferme, ce qui est absolument légitime. L'erreur commise est certainement inférieure à celle que l'on accepte en négligeant de tenir compte dans les calculs des différences qui existent entre les longueurs théoriques des barres et leurs longueurs réelles.

Soit, en effet, une barre AB (*fig. 109*); supposons qu'elle ait été coupée trop courte d'une longueur a et qu'on ait calculé sa tension en admettant qu'elle a sa longueur théorique. Nous ne troublerons pas l'équilibre du système théorique si, à la place du système théorique AB, nous mettons la barre réelle, sauf à appliquer aux extrémités de celle-ci deux forces égales à $\frac{E\Omega a}{l}$; car, en la soumettant en outre aux actions que subit la barre théorique du reste du système, elle prendra exactement la longueur de cette dernière.

Si dl est l'allongement de la barre théorique, la barre réelle aura été allongée de $a + dl$ et aura une tension :

$$\frac{E\Omega(a + dl)}{l}$$

et cette tension fera par suite équilibre : 1° à la force extérieure $\frac{E\Omega a}{l}$ qui lui a été appliquée; 2° à la réaction $\frac{E\Omega dl}{l}$ qui avait allongé de dl la barre théorique.

On voit donc bien que, négliger les différences que des vices absolument inévitables de construction introduisent dans les longueurs théoriques et réelles des barres, revient à négliger pour

chacune d'elles deux forces extérieures égales et de sens contraire appliquées à son extrémité. On commet une erreur du même genre lorsqu'on ne tient pas compte des différences des sections théoriques et réelles.

Cette considération permettrait, si cela était nécessaire, de calculer les conséquences de ces différences, pour les longueurs et les sections, par la solution d'un problème ordinaire d'équilibre.

Nos calculs, en négligeant l'effet de l'entretoisement, donnent, pour le travail des barres du contreventement d'extrados, un chiffre plus élevé que la réalité ne le comporte. Le contraire a lieu pour les barres du contreventement d'intrados. Cela explique pourquoi nous avons donné aux barres d'intrados des sections peu différentes de celles de l'extrados; mais nous croyons que l'on pourrait aller dans cette voie de prudence beaucoup moins loin que nous ne l'avons fait, car, en fait, le travail des barres d'extrados sera en général très notablement supérieur à celui des barres d'intrados.

Le calcul des tensions des barres de la ferme est tout à fait analogue, pour le vent, à ce qu'il est pour le poids. Les coefficients à calculer sont, presque tous, les mêmes pour les deux cas et il en résulte une simplification qu'on ne devra pas négliger.

§ 86. — Actions dissymétriques du vent.

Il n'est pas sans intérêt d'étudier l'effet des actions dissymétriques, et nous l'avons fait en admettant que le vent ne frappait qu'une moitié d'arc.

Remarquons que, dans cette hypothèse comme dans les précédentes, les tensions des barres conjuguées sont égales et de signe contraire et que les tensions des barres neutres sont nulles. Supposons que le vent frappe la moitié d'arc de droite et faisons encore une coupe à la clef par un plan *ab* (fig. 110).

Les réactions de la moitié d'arc située à droite sur la moitié située à gauche sont :

1° Dans les contreventements d'intrados et d'extrados, les réactions des barres ayant pour résultante deux forces : u_1 pour

l'extrados, u_2 pour l'intrados, perpendiculaires au plan longitudinal de symétrie;

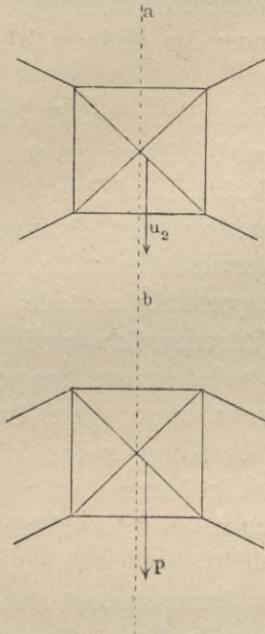


Fig. 110.

2° en fonction des réactions inconnues. En ajoutant ces expressions partielles, on aura pour chaque barre l'expression totale de sa tension en fonction de toutes les forces connues ou inconnues.

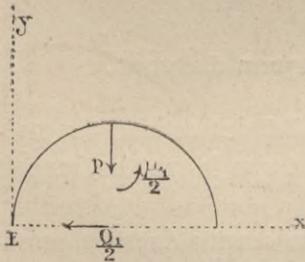


Fig. 111.

2° Dans le plan de la ferme, une résultante qui se décompose en deux forces : l'une P parallèle à la directrice du plan de la ferme et l'autre parallèle à la corde. Cette dernière est égale à la moitié de la résultante des réactions situées dans la ferme pour le cas des forces symétriques. Nous pourrions la transporter sur la corde, sauf à ajouter un couple. Soient Q_1 et μ_1 la force et le couple pour le cas des forces symétriques (fig. 111); on aura ici : $\frac{Q_1}{2}$ et $\frac{\mu_1}{2}$.

En effet, on peut remplacer les barres de contreventement des panneaux de clef par leurs réactions, et calculer les tensions de toutes les barres : 1° en fonction des forces extrêmes supposées connues ;

Les actions transmises à la ferme, du fait des forces extérieures, seront nulles du côté qui n'est pas frappé, et égales, du côté frappé, à ce qu'elles étaient dans le cas des actions symétriques.

Si on ne considère tout d'abord que l'effet des forces extérieures, on voit que l'on aura à la clef :

$$Q = \frac{Q_1}{2} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{\mu_1}{2},$$

et l'on aura l'expression des tensions des barres de la ferme en fonction des forces extérieures, en procédant exactement de la même manière que pour les poids dissymétriques.

Les actions transmises à la ferme du fait des tensions inconnues sont antisymétriques.

Soient α la tension d'une barre sous l'action de la force AF (fig. 112), et α' la tension de la barre conjuguée; la tension produite par la force AF sera $(-\alpha')$ pour la première barre, et $(-\alpha)$ pour la deuxième. On a donc, au total, $\alpha - \alpha'$ pour la première barre, et $\alpha' - \alpha$ pour la deuxième. On voit donc que les barres symétriques auront des tensions égales et de sens contraire.

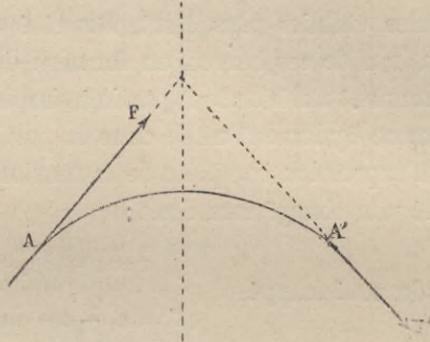


Fig. 112.

Si AF donne à la clef une force Q et un couple μ , AF' donnera une force $(-Q)$ et un couple $(-\mu)$. La superposition des deux forces donnera donc :

$$Q = 0 \quad \mu = 0.$$

Il n'y aura donc, en ce qui concerne l'action des tensions inconnues, à calculer que la réaction P à la clef (fig. 113). Nous supposons que l'arc est articulé à la retombée, et si W est le moment des actions transmises à la ferme du fait des réactions inconnues, on aura :

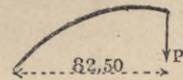


Fig. 113.

$$P \times 82,50 = W.$$

Ayant P, on aura, par les formules données plus haut, l'expression des tensions de toutes les barres en fonction des réactions inconnues.

Les actions transmises à la ferme du fait de u_1 et de u_2 seront d'ailleurs données par les formules établies précédemment et l'on aura ici, pour l'extrados :

$$r_e = u_e \frac{\bar{x}_o'}{Y_e'}$$

et pour l'intrados :

$$r_i = u_i \frac{\bar{x}_o + a}{Y_i}$$

u_e étant la résultante des tensions inconnues de l'extrados et u_i cette résultante pour l'intrados.

On aura pareillement l'expression des tensions des barres de contreventement, en fonction de u_e , et de u_i , en appliquant les formules établies plus haut. Du côté non chargé, l'expression des tensions de ces barres, en fonction des forces extérieures, est constamment nulle dans la partie à simple croix et peut être considérée comme également nulle dans la partie à double croix.

L'expression complète de la tension d'une barre de la ferme du côté non chargé sera donc :

$$t = a + bu_e + cu_i$$

et du côté frappé

$$t' = a_1 - a - bu_e - cu_i$$

a_1 étant la tension dans le cas des actions symétriques.

L'expression complète de la tension d'une barre du contreventement d'extrados sera, du côté non frappé :

$$t_e = du_e$$

et du côté frappé

$$t'_e = e - du_e$$

e étant la tension dans le cas des actions symétriques.

Il nous reste donc seulement à calculer u_e et u_i .

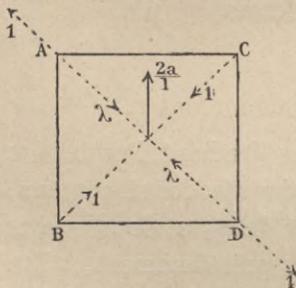


Fig. 114.

Soit ABCD (fig. 114) le panneau de contreventement extrados à la clef de l'arc. Appelons λ la tension inconnue de la barre AD; celle de la barre CB sera $(-\lambda)$. Nous supposons que la moitié d'arc frappée est celle de droite.

Appliquons aux points A, B, C, D quatre forces égales à 1, disposées comme l'indique la figure, et donnons au système le déplacement occasionné par les

forces primitivement données. L'application du théorème du travail virtuel fournira l'équation suivante :

$$2 \frac{\lambda l}{ES} = \sum \frac{\varphi_e \varphi'_e f}{E\omega}$$

φ_e étant la tension produite dans chaque barre par les quatre forces égales à 1.

La résultante de ces deux forces appliquées aux points A et B est $2 \frac{a}{l}$; elle est dirigée comme l'indique la figure. Supposons que l'expression de la tension d'une barre en fonction de u_e soit Ku_e ; on voit que sa tension, sous l'effet des forces égales à l'unité, sera :

$$- 2 \frac{a}{l} K.$$

Si donc, nous appelons ψ_e la tension produite dans une barre par une force $u_e = 1$, nous aurons :

$$\varphi_e = - 2 \frac{a}{l} \psi_e.$$

D'autre part,

$$\lambda = \frac{u_e l}{2 a}.$$

Nous avons donc :

$$\frac{u_e l^2}{S a} = - 2 \frac{a}{l} \Sigma \psi_e \frac{\varphi' f}{\omega},$$

d'où il vient :

$$\frac{u_e l^3}{2 a^2 S} = - \Sigma \psi_e \frac{\varphi' f}{\omega}.$$

Nous aurons de même, pour l'intrados :

$$\frac{u_i l^3}{2 a^2 S} = - \Sigma \psi_i \frac{\varphi' f}{\omega}.$$

Ces deux équations à deux inconnues nous donneront u_e et u_i .

Il est facile de voir que les équations ci-dessus reviennent à exprimer que le déplacement $d z$ du sommet de l'arc est, dans le cas que nous considérons actuellement, moitié de ce qu'il était, pour l'extrados et pour l'intrados, avec les actions symétriques.

REMARQUE. — Pour avoir $d z$ dans le cas des actions symétriques, il suffirait d'appliquer le théorème du travail virtuel au système en équilibre sous l'action de quatre forces égales à 1, appliquées aux points A, B, C, D (fig. 115).

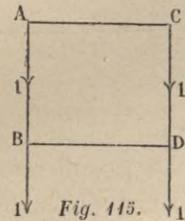


Fig. 115.

§ 87. — Résultats numériques des calculs relatifs à l'arc.

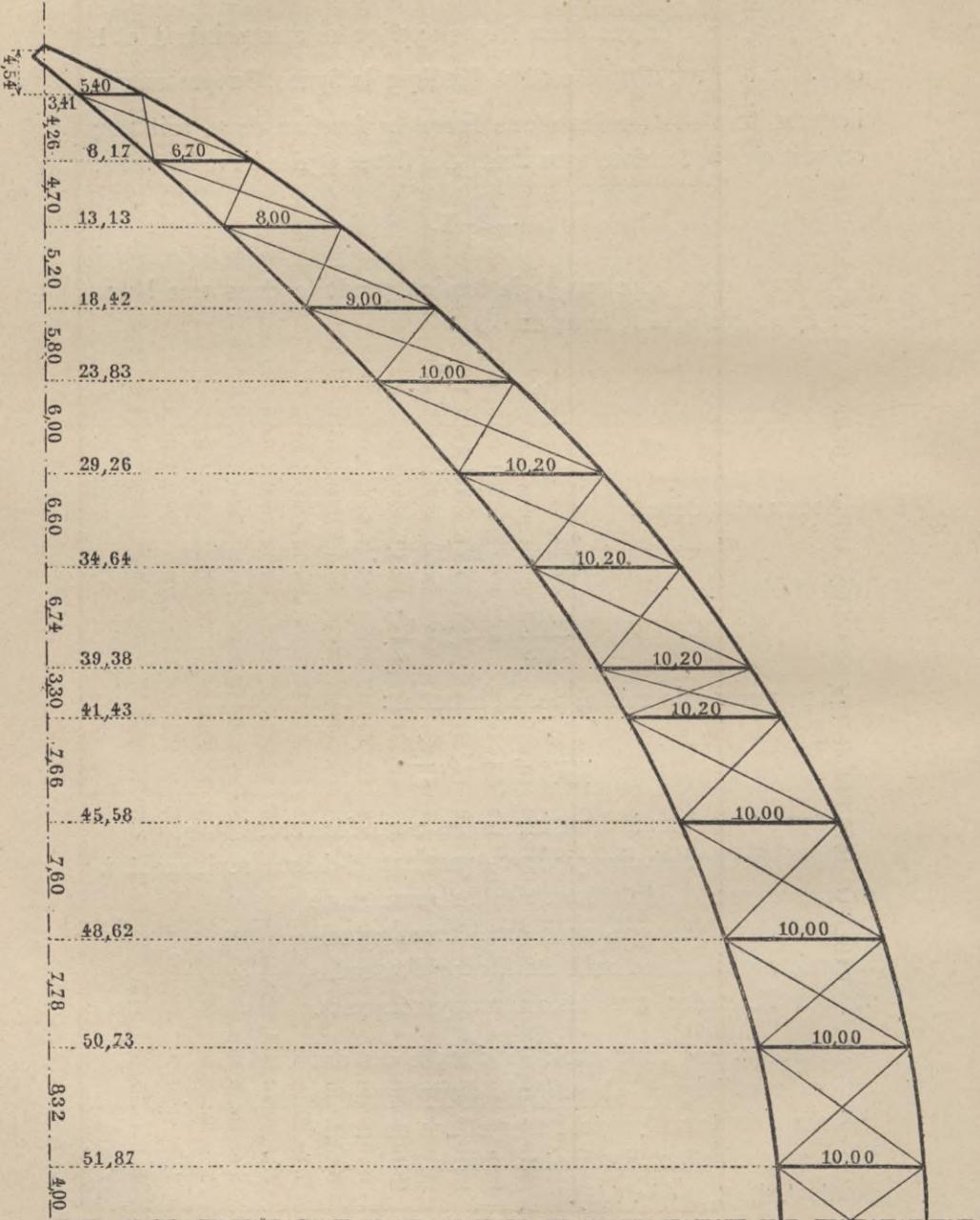


TABLEAU DES ÉLÉMENTS SIMPLES APPLICABLES A TOUS LES CAS

TABLEAU N° 1.

NUMÉROS DES PANNEAUX	a	a_1	b	e	f	j	$2\alpha_1$	$2\alpha_2$	$2\alpha_3$	$2\alpha_4$	$2\alpha_5$	l	H	h	y	y_1	i	I	m
14	10,00	10,00	8,00	12,9	8,00	12,9	10,6448	10,6448	1,9968	1,9968	1,68	8,00	10,00	10,00	51,87	51,87	»	»	»
13	10,00	10,00	8,3977	8,40	14,00	12,2	10,6448	10,6448	2,4600	2,4600	1,68	8,32	11,14	8,86	31,87	30,73	»	1,14	1,14
12	10,00	10,00	8,061	8,10	14,5	11,2	11,2948	11,2948	1,9968	1,6800	1,68	7,78	12,11	7,89	30,73	48,62	1,14	2,11	1,044
11	10,00	10,00	8,4854	8,20	15,2	10,4	11,2948	11,2948	1,6800	1,6800	1,68	7,60	13,04	6,96	48,62	45,58	2,11	3,04	0,979
10	10,00	10,20	8,6184	8,70	16,2	9,8	11,2948	11,2948	2,1528	1,6800	1,68	7,66	14,15	6,05	45,58	41,43	3,04	3,95	0,886
9	10,20	10,20	3,8849	3,90	12,7	8,8	12,5948	12,5948	1,6800	1,6800	9,04	3,30	12,25	8,15	41,43	39,38	4,15	2,05	0,263
8	10,20	10,20	8,2398	8,30	16,5	8,7	14,5448	14,5448	2,4600	2,4600	9,04	6,74	14,94	5,46	39,38	34,64	2,05	4,74	0,553
7	10,20	10,20	5,515	8,50	17,00	8,2	14,5448	14,5448	1,6800	1,6800	1,68	6,60	15,58	4,82	34,64	29,26	4,74	5,38	0,739
6	10,20	10,00	8,2278	8,20	17,00	7,5	15,3248	15,3248	1,6800	1,6800	1,68	6,00	15,63	4,57	29,26	23,83	5,38	5,63	0,739
5	10,00	9,00	8,6445	7,90	15,5	6,8	15,3248	15,3248	1,6800	1,6800	1,68	5,80	15,41	3,59	23,83	18,42	5,43	6,41	1,161
4	9,00	8,00	8,1612	7,40	15,3	5,9	16,1048	16,1048	1,8392	1,6800	1,68	5,20	14,29	2,71	18,42	13,13	5,41	6,29	1,44
3	8,00	6,70	7,8279	6,80	13,9	5,00	16,1048	16,1048	2,2960	1,6800	1,68	4,70	12,96	1,74	13,13	8,17	5,29	6,26	1,479
2	6,70	5,40	7,4075	6,40	12,2	4,30	17,9248	17,9258	2,7668	1,6800	1,68	4,26	11,46	0,64	8,17	3,41	4,96	6,06	1,565

CHARGE

NUMÉROS DES PANNEAUX	P	V	V ₁	$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$	$\frac{\chi}{j}$	α
14 »	28 457 330	28 457 330	28 457 330	-26 817,1	-35 734,1	-381,90	-381,90	18 387,18
13 15 500	28 457 330	28 182 790	28 182 790	-26 126,68	-31 079,682	-25,318	-3 697,328	18 387,18
12 126 500	28 182 790	27 066 360	27 066 360	-30 534,44	-32 563,44	-1 308,864	-700,464	-10 467,18
11 159 100	27 066 360	25 738 640	25 738 640	-32 582,18	-32 463,18	587,182	-2 210,018	16 853,82
10 189 950	25 738 640	24 166 808	24 166 808	-35 226	-26 215,00	707,913	-5 409,287	30 522,89
9 285 200	24 166 808	23 181 098	23 181 098	-94 203,59	-57 511,59	-124,409	-1 702,209	8 431,70
8 383 700	23 181 098	20 497 230	20 497 230	-44 959,12	-30 328,12	-1 996,88	2 108,62	-21 341,83
7 418 700	20 497 230	17 598 510	17 598 510	-42 617,96	-34 435,96	-1 141,04	1 424,66	1 973,8
6 459 700	17 598 510	14 717 310	14 717 310	-44 720,12	-39 804,12	-390,879	668,521	4 353,39
5 501 450	14 717 310	11 685 650	11 685 650	-45 010,08	-41 726,18	-561,92	-59,72	21 087,24
4 543 950	11 685 650	8 746 610	8 746 610	-49 625,18	-46 460,18	-643,82	-709,02	11 818,76
3 585 950	8 746 610	5 895 120	5 895 120	-54 768,2	-51 133,2	-920,80	-980,8	23 827,73
2 626 950	5 895 120	3 138 048	3 138 048	-59 177,4	-55 302,4	-2 330,60	-2 128,4	23 969,6

SURCHARGE SYMÉTRIQUE

N ^o des Panneaux	P	V	V ₁	$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$	$\frac{\chi}{j}$	α
14 »	16 219 800	16 219 800	16 219 800	-26 091,97	-8864,09	403,97	403,97	21 413,63
13 »	16 219 800	16 219 800	16 219 800	-24 970,567	-4650,567	270,567	-3 470,933	21 413,63
12 130 000	16 219 800	15 208 400	15 208 400	-27 195,411	-7056,411	-3 221,5891	2 372,441	-31 317,77
11 130 000	15 208 400	14 220 400	14 220 400	-24 659,049	-11 846,049	-751,951	1 324,85	8 674,8
10 130 000	14 220 400	13 224 600	13 224 600	-22 812,7	-10 949,912	-338,28	-1 644,28	40 715,481
9 208 000	13 224 600	12 538 200	12 538 200	-55 040,73	-28 012,731	-1 729,269	2 029,331	-24 099,2
8 286 000	12 538 200	10 610 600	10 610 600	-22 841,32	-20 660,32	-3 113,68	6 097,92	-52 607,7
7 286 000	10 610 600	8 723 000	8 723 000	-14 991,83	-28 386,834	-2 106,166	4 109,034	-28 073,6
6 286 000	8 723 000	7 007 000	7 007 000	-10 644,81	-35 862,811	-1 326,189	2 320,211	-19 806,2
5 286 000	7 007 000	5 348 200	5 348 200	-7 633,94	-40 011,836	-978,164	1 540,136	-6 532,4
4 286 000	5 348 200	3 861 000	3 861 000	-6 175,65	-45 273,145	-619,355	-445,635	-6 758,76
3 286 000	3 861 000	2 516 800	2 516 800	-7 229,014	-48 931,814	-96,386	-1 844,486	8 862,00
2 286 000	2 516 800	1 298 440	1 298 440	-9 721,92	-47 851,22	-288,68	-6 241,98	20 184,988

PERMANENTE

TABLEAU N^o 2.

β	ε	φ	χ	$\frac{\beta}{2\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{2\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{2\omega}$	$\frac{\chi}{2\omega_1}$	$\frac{\alpha}{2s}$
-21 453,6	-286 033	-4 927	-4 927	-2,02	-2,69	-0,25	-0,25	1,09
-219 403	-261 869	354	-44 741	-2,06	-2,45	-0,01	-1,80	1,09
-246 297	-263 761	-18 978	-7 837,3	-2,18	-2,34	-0,95	-0,47	-0,62
-266 700	-266 198	-8 925	-22 984	-2,36	-2,36	-0,53	-1,37	1,00
-303 592	-228 071	+11 468,2	-53 011	-2,69	-2,02	-0,53	-3,16	1,82
-365 967	-224 295	-1 580	-14 980	-2,91	-1,78	-0,09	-0,89	0,09
-370 456	-251 723	-32 948	+18 345	-2,55	-1,73	-1,34	0,75	-0,24
-362 889	-292 705	-19 398	+11 690	-2,50	-2,01	-1,15	0,70	0,12
-367 946	-326 394	-10 045	+5 013,9	-2,40	-2,13	-0,60	0,30	0,26
-389 091	-329 637	-9 272	-406,10	-2,54	-2,15	-0,55	-0,02	1,26
-404 997	-343 805	-9 850	-4 183,3	-2,51	-2,13	-0,54	-0,23	0,70
-428 723	-347 705	-12 799	-4 909	-2,66	-2,16	-0,46	-0,29	1,42
-438 356	-353 935	-28 433	-9 143,3	-2,45	-1,97	-1,03	-0,54	1,43

AGISSANT SEULE

TABLEAU N^o 3.

β	ε	φ	χ	$\frac{\beta}{2\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{2\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{2\omega}$	$\frac{\chi}{2\omega_1}$	$\frac{\alpha}{2s}$
-208 770	-70 912,7	5 211,2	5 211,2	-1,96	-0,67	-0,26	0,26	1,27
-209 695	-39 064,8	3 787,99	-42 345,4	-1,97	-0,37	-0,15	-1,71	1,27
-219 222	-57 157	-46 713	26 571	-1,94	-0,51	-2,34	1,58	-1,86
-201 846	-97 140,5	-11 429,7	13 778	-1,79	-0,86	-0,68	0,82	0,52
-196 609	-95 264,2	-5 480,14	-16 113,9	-1,74	-0,84	-0,25	-0,96	0,64
-213 824	-109 249	-21 961,7	17 858	-1,70	-0,87	-1,31	1,06	-0,27
-188 209	-171 481	-51 375,7	53 052	-1,29	-1,18	-2,09	2,16	-0,58
-127 654	-241 288	-35 804,8	33 694	-0,88	-1,66	-2,13	2,01	-1,67
-87 583	-294 075	-22 545,2	17 401	-0,57	-1,92	-1,34	1,04	-1,18
-65 952	-316 093	-16 139,7	10 473	-0,43	-2,06	-0,96	0,62	-0,39
-50 400	-335 036	-9 476,13	-2 629,3	-0,31	-2,08	-0,52	-0,16	-0,40
-56 588	-332 735	-1 339,77	-9 222,4	-0,35	-2,07	-0,06	-0,55	0,53
-72 045	-306 248	-3 521,9	-26 840	-0,40	-1,71	-0,13	-1,60	1,20

SURCHARGE DISSYMÉ

Côté non

N ^o des panneaux	P	V	V ₁	$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$	$\frac{\chi}{j}$	α
14	98303	8503 210	7 716 786	-13040,3	- 4431,08	-4 706,1	5 124,2	28377,83
13	98303	7716 786	6 898 905	- 3116,83	-12736,73	-4 008,466	3 951,19	- 2 464,2
12	98303	6898 905	6 134 107	3 470,53	-20921,27	-3 413,134	3 014,05	- 8 751,4
11	98303	6134 107	5 387 004	8 806,34	-26804,56	-2 168,245	2 200,53	-14957,1
10	98303	5387 004	4 634 003	12288,8	-29936,267	-1 368,1	804,48	-17725,9
9	98303	4634 003	4 309 603	31019,31	-72456,69	- 630,3	690,99	-16087,21
8	98303	4309 603	3 647 041	16141,616	-35391,784	- 615,316	- 392,286	- 9357,52
7	98303	7647 041	2 998 241,5	16277,887	-35302,213	- 494,587	-1 468,987	- 5898,79
6	98303	2998 241,5	2 408 424	16186,976	-36948,624	102,824	-2 097,976	1 916,45
5	98303	2408 424	1 838 266	14463,847	-36618,253	111,053	-1 497,967	6 296,623
4	98303	1838 266	1 327 090	14122,75	-37791,35	339,05	-2 928,35	4 408,47
3	98303	1327 090	865 066	11537,678	-37852,822	847,622	-3 583,678	13552,56
2	98303	865 066	446 296	8832,16	-33634,54	743,44	-7 292,86	51261,84

SURCHARGE DISSYMÉ

Côté

NUMÉROS DES PANNEAUX	$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$	$\frac{\chi}{j}$	α	β
13'	- 21 353,737	8 086,363	4 279,033	- 7 422,123	- 22 566,37	- 179 322
12'	- 30 665,941	13 864,849	- 108,4451	- 641,609	23 631,9	- 247 198
11'	- 33 465,388	14 958,511	1 416,294	- 875,68	28 441,381	- 272 930
10'	- 34 101,5	18 886,355	1 029,82	- 2 448,76	- 11 888,66	- 302 519
9'	- 86 060,04	44 443,959	- 1 098,969	1 338,341	- 43 250,18	- 234 329
8'	- 38 982,936	14 731,464	- 2 497,864	6 490,306	- 22 175,31	- 322 037
7'	- 31 269,717	6 915,379	- 1 911,579	5 578,021	- 21 722,65	- 266 259
6'	- 26 831,786	1 085,813	- 1 429,013	4 413,187	- 12 829,023	- 220 766
5'	- 22 097,787	- 3 393,583	- 1 089,217	3 038,103	- 11 167,23	- 191 025
4'	- 20 298,40	- 7 483,795	- 958,405	2 482,695	- 4 690,56	- 165 657
3'	- 18 766,692	- 11 078,992	- 944,008	1 739,192	- 1 076,852	- 146 904
2'	- 17 754,08	- 14 216,68	- 1 032,12	- 1 050,88	»	- 131 513

TRIQUE AGISSANT SEULE

chargé.

TABLEAU N^o 4.

β	ε	φ	χ	$\frac{\beta}{2\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{2\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{2\omega}$	$\frac{\chi}{2\omega_1}$	$\frac{\alpha}{2S}$
-104 320	- 35 448,6	- 60 709	66 102,1	- 0,98	- 0,32	- 3,04	3,31	1,42
- 30 373	-106 990	- 56 118	48 204,5	- 0,29	- 1,01	- 2,28	1,94	- 0,15
27 976	-169 462	- 45 140	33 757,4	0,25	- 1,50	- 2,26	2,01	- 0,52
72 084,1	-219 797	- 32 937	22 885,7	0,64	- 1,95	- 1,96	1,36	- 0,89
105 910	-260 446	- 22 163,2	7 883,9	0,94	- 2,31	- 1,03	0,47	- 1,06
120 505	-282 581	- 8 005	6 080,71	- 0,96	- 2,24	- 0,48	0,36	- 0,18
133 828	-293 751	- 10 161	- 3 412,89	0,92	- 2,02	- 0,41	- 0,14	- 0,10
138 605	-300 069	- 3 308	-12 045,7	0,95	- 2,06	- 0,20	- 0,72	- 0,35
133 183	-302 979	1 748	-15 734,8	0,87	- 1,98	0,10	- 0,94	0,11
125 033	-289 284	1 832	-10 186,2	0,82	- 1,89	0,11	- 0,61	0,37
115 257	-279 636	5 187	-17 277,1	0,72	- 1,74	0,28	- 1,03	2,62
90 316,5	-257 399	11 782	-17 918,4	0,56	- 1,60	0,51	- 1,07	0,81
59 498,2	-215 261	9 070	-31 359,3	0,33	- 1,20	0,33	- 1,87	1,27

TRIQUE AGISSANT SEULE

chargé.

TABLEAU N^o 5.

ε	φ	χ	$\frac{\beta}{2\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{2\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{2\omega}$	$\frac{\chi}{2\omega_1}$	$\frac{\alpha}{2S}$
67 925,2	59 905,99	- 90 549,9	- 1,68	0,64	2,44	- 3,65	- 1,34
112 305	- 1 573	- 7 186,4	- 2,19	0,99	- 0,08	- 0,43	1,41
122 636,5	21 527,3	- 9 107,7	- 2,43	1,09	1,28	- 0,54	1,69
165 181,8	16 684,06	- 23 997,8	- 2,68	1,46	0,77	- 1,43	- 0,09
173 332	- 13 956,7	11 177,3	- 0,74	1,38	- 0,83	0,70	- 0,48
122 270	- 41 214,7	56 464,9	- 2,21	0,84	- 1,68	2,30	- 1,32
58 781	- 32 496,8	45 739,7	- 1,83	0,30	- 1,93	2,72	- 1,29
8 903	- 24 293,2	33 135,8	- 1,44	0,06	- 1,45	1,97	- 0,76
- 26 809	- 17 911,7	20 659,2	- 1,25	- 0,18	- 1,07	1,23	- 3,03
- 55 380	- 14 663,13	14 647,8	- 1,03	- 0,34	- 0,80	0,87	- 0,28
- 75 337	- 13 121,77	8 696,0	- 0,91	- 0,47	- 0,57	0,52	- 0,06
- 90 987	- 12 591,9	4 519,3	- 0,73	- 0,51	- 0,46	0,27	»

CHARGE PERMANENTE

ET SURCHARGE DISSYMMÉTRIQUE

Côté chargé.

TABLEAU N° 6.

CHARGE PERMANENTE

ET SURCHARGE DISSYMMÉTRIQUE

Côté non chargé.

CHARGE PERMANENTE

ET

SURCHARGE SYMÉTRIQUE AGISSANT ENSEMBLE

NUMÉROS DES PANNEAUX	$\frac{\beta}{2\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{2\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{2\omega}$	$\frac{\chi}{2\omega_1}$	$\frac{\alpha}{2S}$	$\frac{\beta}{2\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{2\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{2\omega}$	$\frac{\chi}{2\omega_1}$	$\frac{\alpha}{2S}$	NUMÉROS DES PANNEAUX	$\frac{\beta}{2\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{2\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{2\omega}$	$\frac{\chi}{2\omega_1}$	$\frac{\alpha}{2S}$
14	-3,98	-3,35	0,01	0,01	2,37	-3,00	-3,02	-3,29	3,03	2,32	13'	-3,75	-1,81	2,42	-5,46	-1,97
13	-4,03	-2,82	0,14	-3,51	2,37	-2,35	-3,46	-2,30	0,14	0,95	12'	-4,37	-1,34	-1,03	-0,89	2,41
12	-4,12	-2,84	-3,29	4,12	-2,49	-1,93	-3,84	-3,21	4,54	-1,14	11'	-4,79	-1,27	4,81	-1,91	3,51
11	-4,15	-3,22	-0,15	-0,55	4,52	-1,72	-4,30	-1,43	-0,01	0,11	10'	-5,37	-0,56	1,31	-4,58	0,005
10	-4,43	-2,86	0,28	-4,11	2,45	-1,75	-4,33	-0,50	-2,69	0,76	9'	-3,65	-0,40	-0,92	-0,19	-0,71
9	-4,60	-2,65	-1,40	0,17	-0,47	-3,86	-4,02	-0,57	-0,53	-0,08	8'	-4,76	-0,89	-3,01	3,04	-1,20
8	-3,84	-2,91	-3,43	2,90	-0,82	-1,63	-3,75	-1,75	0,61	-0,34	7'	-4,33	-1,61	-3,09	3,42	-1,03
7	-3,37	-3,67	-3,29	2,70	-1,55	-1,54	-4,08	-1,35	-0,02	0,23	6'	-3,84	-2,07	-2,04	2,27	0,49
6	-2,97	-4,05	-1,94	4,33	-0,92	-1,53	-4,11	-0,49	-0,64	0,64	5'	-3,84	-2,33	-1,62	1,21	-2,32
5	-2,97	-4,21	-1,51	0,60	0,87	-1,72	-4,04	-0,44	-0,63	1,63	4'	-3,54	-2,48	-1,33	0,62	4,14
4	-2,83	-4,22	-1,05	-0,41	0,30	-1,80	-3,87	-0,25	-1,28	3,33	3'	-3,57	-2,63	-1,13	0,23	4,36
3	-3,01	-4,23	-0,62	-0,84	1,95	-2,10	-3,76	-0,04	-0,77	2,23	2'	-3,48	-2,48	-1,48	-0,28	»
2	-2,85	-3,68	-1,15	-2,14	2,63	-2,11	-3,18	-0,70	-2,41	2,69						

TABLEAU DES ÉLÉMENTS SIMPLES APPLICABLES AUX CALCULS DES EFFETS DU VENT

H = 90^m, 7403.

EXTRADOS

INTRADOS

TABLEAU N° 7.

NUMÉROS DES PANNEAUX	EXTRADOS		INTRADOS		TABLEAU N° 7.							
	C	C ₁	Z	p Vent de 270 kil. sans surcharge — Culasse déformable ou indéformable	C	C ₁	Z	p Vent de 130 kil. sur le train seul — Culasse déformable ou indéformable	C	C ₁	Z	p Vent de 270 kil. sans surcharge — Culasse déformable ou indéformable
44	6,36331	6,36334	28,8703	»	8,5674	8,5674	38,8703	»	8,5674	8,5674	38,8703	»
43	6,36331	6,61461	28,8703	4590	8,5674	8,8187	38,8703	»	8,5674	8,8187	38,8703	4590
42	6,61461	7,07961	30,0103	29390	8,8187	9,2837	40,0103	6300	8,8187	9,2837	40,0103	4590
41	7,07961	7,74971	32,1203	4590	9,2837	9,9538	42,1203	»	9,2837	9,9538	42,1203	4590
40	7,74971	8,62028	35,1603	4725	9,9538	10,86845	45,1603	»	9,9538	10,86845	45,1603	4725
9	8,62028	9,0721	39,1103	21350	10,86845	11,32028	49,3103	4000	10,86845	11,32028	49,3103	4050
8	9,0721	10,11684	41,1603	21350	11,32023	12,36502	51,3603	4000	11,32023	12,36502	51,3603	4050
7	10,11684	12,54358	45,9003	4725	12,36502	13,55082	56,4003	»	12,36502	13,55082	56,4003	4725
6	14,30264	12,54358	51,2803	4590	13,55082	14,74766	61,4803	»	13,55082	14,74766	61,4803	4590
5	12,54358	13,956378	56,9103	4453	14,74766	15,94006	66,9103	»	14,74766	15,94006	66,9103	4453
4	13,956378	15,342766	63,3203	4050	15,94006	17,10604	72,3203	»	15,94006	17,10604	72,3203	4050
3	15,342766	16,722516	69,6103	3510	17,10604	18,199258	77,6103	»	17,10604	18,199258	77,6103	3510
2	16,722516	18,058194	75,8703	3105	18,199258	19,248404	82,5703	»	18,199258	19,248404	82,5703	3105

De 9 à 2, C représente gc de la formule.

VENT DE 270^{kg}
La culasse étant

N° des panneaux	ρ^i	ρ^e	π^i	π^e	v	v'	$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$
14	»	»	»	»	»	»	-13 403,7	26230	716,2924
13	296,63	395,628	2 163,22	2 886,69	28867	- 21 633	-12 446,208	24203,899	- 100,15
12	1621,71	21 467,3	8 122,17	22 503,68	225036	-196234	-12 710,84	21988,66	-1353,931
11	4663,6	32 483,00	16 947,81	53 434,08	439329	-346779	-12 627,34	15992,03	-1623,51
10	9926,99	46 962,6	27 980,64	87 143,48	694131	-438143	-11 688	8 276,13	-1738,27
9	16734,3	89 902,3	39 703,01	119 890,38	1070137	-582464	-23 982,67	7 612,53	-2333,828
8	25313,2	143 157	52 191,11	160 138,28	1436136	-853624	-12 167,35	- 6309,85	-3023,948
7	35717,2	173 203	64 706,51	194 367,18	1663306	-963274	- 7 813,34	-17 615,24	-2704,356
6	46040,7	198 939	76 113,41	221 991,98	1939046	-873174	- 4014,206	-29 603,31	-2378,79
5	56296,2	224 713	87 108,41	243 313,08	2341091	-482149	- 217,13	-40 876,40	-2 421,17
4	66194,1	247 030	96 838,04	263 779,58	2673831	-69707	5 408,746	-55 710,00	-2 626,346
3	75279,3	266 918	105 446,92	278 696,08	3073977	797248	12 402,34	-73 212,86	-3 437,043
2	83793,3	284 300	113 068,58	290 913,58	3432878	1 626 248	21 843,86	-95 524,74	-8 483,06

VENT DE 270^{kg}
La culasse étant

NUMÉROS DES PANNEAUX	$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$	$\frac{\chi}{j}$	α	β
14	- 8 072,6124	17 040,09	482,3124	482,3124	5 088,491	- 64 580,9
13	- 7 486,198	13 638,609	- 139,161	929,48	5 088,471	- 62 866,2
12	- 8 188,712	13 520,69	- 1 344,3778	2 288,77	- 4 282,87	- 66 009,3
11	- 9 172,12	8 506,13	- 1 200,5184	2 797,33	- 2 833,20	- 73 078,2
10	- 9 172,42	3 201,41	- 1 281,440	2 606,714	- 7 429,7	- 79 051,79
9	- 23 280,83	- 2 762,73	- 1 907,574	3 666,72	- 23 867,73	- 90 442,4
8	- 13 193,3	- 9 326,5	- 2 382,3989	5 187,36	- 34 719,2	- 108 727
7	- 11 449,73	- 18 024,33	- 1 941,43095	4 170,57	- 27 061,5	- 97 493,8
6	- 11 136,23	- 26 880,93	- 1 441,434	3 017,22	- 22 208,66	- 91 626,4
5	- 11 207,20	- 33 608,00	- 1 212,673	2 413,24	- 11 734,2	- 96 881,3
4	- 12 406,83	- 41 487,894	- 953,336	778,854	- 11 173,9	- 101 234
3	- 15 444,72	- 48 164,12	- 594,083	- 623,073	- 4 370,63	- 120 901
2	- 19 687,17	- 50 731,07	- 908,83	- 4 853,73	- 16 751,35	- 144 832

SANS SURCHARGE
supposée indéformable.

TABLEAU N° 8.

$\frac{\chi}{j}$	α	φ	β	ε	χ	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$
716,2924	7 743,791	9 240	- 107 230	210 000	9 240	-2,01	3,93	0,93	0,93	0,92
1 464,95	- 7 743,791	- 1 402	- 104 519	203 312	17 872	-1,96	3,82	-0,11	1,44	0,92
3 022,309	- 2 602,24	- 22 532	- 102 462	178 110	33 850	-1,81	3,13	-2,26	4,03	-0,31
3 763,34	- 2 124,05	- 24 677	- 103 360	131 135	39 160	-1,83	2,32	-2,94	4,66	-0,23
4 015,38	- 9 731,42	- 28 160,3	- 100 732	72 002	39 645	-1,78	1,27	-2,62	4,72	-1,16
5 158,622	- 31 402,39	- 32 179	- 93 169	29 689	45 396	-1,48	0,47	-3,83	5,40	-0,69
6 943,692	- 43 606,3	- 49 895	- 100 237	- 52 372	60 410	-1,38	-0,72	-4,06	4,91	-0,96
6 186,794	- 39 293,6	- 45 974	- 66 787	- 149 730	30 732	-0,92	-2,06	-5,47	6,04	-4,68
3 330,73	- 37 972,3	- 40 439	- 33 028	- 242 747	40 130	-0,43	-3,17	-4,81	4,78	-4,52
5 893,71	- 34 125,00	- 39 949	- 1 877	- 322 923	40 090	-0,02	-4,21	-4,76	4,77	-4,06
5 545,874	- 41 386,4	- 40 183	44 141	- 412 234	32 720	0,53	-5,12	-4,37	3,90	-4,93
6 839,237	- 33 719,3	- 48 033	97 083	- 497 847	34 196	1,21	-6,18	-4,19	4,07	-4,01
9 146,16	- 44 111,8	- 42 493	161 808	- 611 359	39 328	1,81	-6,82	-3,07	4,68	-5,23

SANS SURCHARGE
supposée déformable.

TABLEAU N° 9.

ε	φ	χ	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$
136 321	6 221,83	6 221,83	0,62	- 1,21	2,56	0,62	0,61
131 332	- 2 228,25	11 339,6	- 0,48	- 1,18	2,47	0,91	0,61
109 317	- 19 493,9	25 634,2	- 1,93	- 1,17	1,94	3,03	- 0,51
69 750,3	- 18 247,7	29 092,2	- 2,17	- 1,33	1,24	3,46	- 0,34
27 930,6	- 20 739,3	25 543,8	- 1,93	- 1,40	0,50	3,04	- 0,88
- 10 774,6	- 24 226,2	32 267,1	- 2,88	- 1,44	- 0,17	3,84	- 0,33
- 77 409,9	- 39 312,9	43 130,00	- 3,20	- 1,50	- 1,06	3,67	- 0,77
- 153 208	- 33 004,8	34 198,7	- 3,93	- 1,34	- 2,11	4,07	- 3,22
- 220 424	- 24 504,7	22 629,2	- 2,92	- 1,20	- 2,88	2,69	- 2,64
- 263 304	- 20 009,1	16 410,00	- 2,38	- 1,26	- 3,47	1,93	- 1,40
- 307 010	- 14 586,3	4 593,24	- 1,59	- 1,26	- 3,81	0,53	- 1,33
- 327 316	- 8 237,73	- 3 113,37	- 0,22	- 1,50	- 4,07	- 0,37	0,52
- 324 679	- 11 087,7	- 20 871,00	- 0,80	- 1,63	- 3,62	- 2,48	1,99

ACTION D'UN VENT DE 150^{kg}
Avec culasse

NUMÉROS DES PANNEAUX	P°		V		$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$	$\frac{\chi}{j}$
	P°	π°	V	V'				
14	»	»	»	»	591,07	-2668,03	- 37,37	- 37,37
13	»	»	»	»	572,04	-2323,66	- 39,741	- 272,585
12	7878,07	2706,31	27 063,4	- 55581,00	198,637	-2547,617	- 229,492	18,067
11	9514,67	7669,09	21 109,9	-104578,30	412,0318	-2780,0998	- 19,0302	- 62,8732
10	11380,4	11793,37	13 355,4	-145168,5	1 029,8185	-2392,0555	34,454	- 370,735
9	21319,2	15881,93	16 826,5	-182964,8	4 434,4143	-5591,5883	- 88,6817	- 14,3087
8	33194,2	21218,97	33 468,2	-306115,8	2 731,784	-3098,54	- 238,19	366,314
7	36613,5	25413,71	46 894,8	-411038,8	2 951,1746	-3490,3096	-110,0404	82,8846
6	39499,6	28489,49	120 445,8	-487639,8	3 711,55	-3733,77	43,83	- 215,716
5	42160,6	30897,33	178 666,5	-534119,5	4 640,6693	-3180,8293	162,8493	- 636,3537
4	44295,5	32662,23	240 159,5	-559010,1	6 561,5316	-2118,6016	336,1416	-1247,5584
3	46068,7	33993,56	287 062,1	-562733,9	9 649,2573	222,5927	726,3173	-2194,8327
2	47527,2	35018,80	328 107,9	-532983,9	13 919,644	5645,726	611,554	-4598,73

ACTION D'UN VENT DE 150^{kg}
Avec culasse

NUMÉROS DES PANNEAUX	$\frac{\beta}{b}$	$\frac{\varepsilon}{e}$	$\frac{\varphi}{f}$	$\frac{\chi}{j}$	P°	
					P°	π°
14	- 891,987	- 106,057	27,767	27,767	- 7 135,9	- 848,455
13	- 307,4643	51,5347	- 23,5057	- 126,8127	- 6 780,83	432,89
12	- 1 083,4958	- 216,4398	- 263,4992	246,4218	- 8 734,08	- 1 753,16
11	- 1 389,3298	- 713,8178	- 120,5823	222,5148	- 11 372,3	- 5 853,31
10	- 1 597,8411	- 851,6881	- 98,2519	23,8291	- 13 770,8	- 7 409,69
9	- 4 631,3318	- 2 607,4758	- 261,1942	402,3928	- 17 992	- 10 169,2
8	- 2 445,697	- 2 259,363	- 416,667	854,791	- 20 152,2	- 18 752,3
7	- 1 947,983	- 3 376,518	- 312,2521	653,7495	- 16 586,9	- 28 700,4
6	- 1 730,3779	- 4 491,0579	- 216,9121	433,4149	- 14 237,1	- 36 826,7
5	- 1 583,5082	- 5 152,6582	- 173,3219	332,3442	- 13 688,7	- 41 022,00
4	- 1 605,7123	- 6 074,7423	- 129,2377	78,4663	- 13 104,4	- 44 953,1
3	- 1 902,7603	- 6 745,063	- 79,0797	- 119,0437	- 14 894,7	- 45 866,4
2	- 2 366,758	- 6 814,768	- 104,522	- 704,302	- 17 531,7	- 43 614,5

SUR LE TRAIN SEUL
indéformable

TABLEAU N° 10.

α	φ	β	ε	χ	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$
164,31	- 482,073	4 728,56	- 21 197,1	- 482,073	0,09	-0,40	-0,05	-0,05	-0,02
164,31	- 556,37	4 803,80	- 19 626	- 455,92	0,09	-0,37	-0,05	-0,27	-0,02
2 658,254	- 3 328	1 601,20	- 20 635	202,35	0,03	-0,37	-0,33	0,02	-0,32
141,061	- 289	3 372,70	- 22 797	- 653,88	-0,06	-0,40	-0,03	-0,08	0,02
953,838	+ 558,155	- 8 875,40	- 20 811	- 3 633,15	-0,16	-0,37	0,05	-0,43	0,11
1 639,254	- 4 126	- 17 227	- 21 417	- 125,9	-0,27	-0,34	-0,13	-0,01	-0,04
4 342,823	- 3 930	- 22 510	- 25 718	3 187	-0,31	-0,35	-0,32	+0,26	-0,10
930,404	- 1 701	- 25 129	- 29 668	679,65	-0,35	-0,41	-0,20	-0,08	-0,11
1 047,99	745	- 30 538	- 30 617	- 1 617,8	-0,40	-0,40	0,09	-0,19	0,12
4 665,924	2 687	- 40 116	- 25 128	- 4 327,2	-0,52	-0,33	0,32	-0,52	0,56
6 873,55	5 143	- 53 549	- 15 678	- 7 360,6	-0,67	-0,19	0,56	-0,88	0,82
11 330,23	1 009,5	- 75 534	1 515,6	- 10 974	-0,94	0,02	0,88	-1,31	1,35
19 308,87	7 461	- 103 109	36 132	- 19 774	-1,15	0,40	0,54	-2,35	2,30

SUR LE TRAIN SEUL
déformable

TABLEAU N° 11.

φ	χ	α	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_2}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$
358,194	358,194	904,697	- 0,13	- 0,02	0,04	0,04	0,11
- 329,08	- 1 547,11	904,697	- 0,13	0,01	- 0,03	- 0,12	0,11
- 3 820,74	2 759,92	- 2 197,805	- 0,15	- 0,03	- 0,38	0,33	- 0,26
- 1 832,85	2 314,15	- 70,787	- 0,20	- 0,10	- 0,22	0,28	- 0,01
- 1 591,68	233,525	63,734	- 0,24	- 0,13	- 0,15	0,03	+ 0,01
- 3 317,17	3 541,06	- 3 696,268	- 0,29	- 0,16	- 0,39	0,42	- 0,08
- 6 875	7 436,68	- 6 831,616	- 0,28	- 0,26	- 0,56	0,60	- 0,15
- 5 308,28	5 360,75	- 4 332,924	- 0,23	- 0,39	- 0,63	0,64	- 0,52
- 3 687,51	3 250,61	- 3 336,919	- 0,19	- 0,48	- 0,44	0,39	- 0,40
- 2 859,81	2 259,94	- 1 562,6	- 0,18	- 0,53	- 0,35	0,27	- 0,19
- 1 977,34	462,951	- 1 531,012	- 0,16	- 0,56	- 0,22	- 0,06	- 0,18
- 974,108	- 595,218	- 734,367	- 0,18	- 0,57	- 0,08	- 0,07	0,09
- 1 275,17	- 3 028,5	- 2 378,633	- 0,20	- 0,49	- 0,09	- 0,36	0,28

VENT DE 270^{kg} SANS LE TRAIN

Efforts dans les barres de contreventement.

EXTRADOS

TABLEAU N° 12.

NUMÉROS DES PANNEAUX	g	γ	Ω	$\frac{\gamma}{\Omega}$
14	10,20	»	4 716	»
13	10,60	3 677,76	4 716	0,779847
12	10,60	22 794,5	4 716	4,83344
11	11,00	23 447,5	5 436	4,31337
10	11,90	24 093,7	5 436	4,43225
9	5,80	15 148,7	6 000	2,52478
8	9,30	27 781,3	6 800	4,08548
7	9,80	25 546	6 800	3,75677
6	10,00	22 854	6 000	3,80898
5	10,80	21 712,4	6 000	3,61879
4	10,80	19 176,8	6 000	3,19613
3	11,00	17 455,5	6 000	2,90925
2	11,10	15 919,8	6 000	2,6533

Dans les panneaux à double croix, on a supposé que la tension se répartissait également et on a pris la formule $\gamma = \frac{9}{4C} r$.

VENT DE 270^{kg} SANS LE TRAIN

Efforts dans les barres de contreventement.

INTRADOS

TABLEAU n° 12 bis.

NUMÉROS DES PANNEAUX	g	γ	α	$\frac{\gamma}{\alpha}$
14	11,60	»	4 716	»
13	12,00	3 122,94	4 716	0,622197
12	12,10	5 897,17	4 716	1,25046
11	12,60	8 343,7	5 436	1,53326
10	13,50	10 572,3	5 436	1,94491
9	6,60	5 723,43	6 000	0,954242
8	10,00	9 262,68	6 800	1,36216
7	10,50	9 933,3	6 800	1,46404
6	10,50	9 981,08	5 436	1,83611
5	10,80	10 236,6	5 436	1,88312
4	10,80	10 103,8	5 436	1,85869
3	11,00	9 982,64	5 436	1,8364
2	11,00	9 929,62	5 436	1,82664

Dans les panneaux à double croix, on a supposé que la tension se répartissait également et on a pris la formule $\gamma = \frac{9}{4C} r$.

VENT DE 270^{ks} SANS LE TRAIN

Culasse

TABLEAU

NUMÉROS DES PANNEAUX	FERME					
	COTÉ NON CHARGÉ					β
	β	ε	φ	χ	α	
14	— 32 618	68 160,00	— 11 367,54	17 589,34	4 268,234	»
13	— 27 259,35	49 512,46	— 13 516,60	20 215,86	820,257	— 35 607,34
12	— 18 359,43	30 942,10	— 15 085,05	18 599,36	— 1 007,32	— 47 649,87
11	— 10 027,00	10 717,50	— 12 450,04	17 966,849	— 2 426,21	— 65 051,20
10	— 382,00	— 7 427,40	— 11 018,37	14 730,091	— 7 007,339	— 78 669,79
9	11 239,90	— 18 662,00	— 7 589,536	12 145,059	— 7 901,93	— 101 682,30
8	12 372,40	— 29 887,90	— 7 111,910	9 652,311	— 5 994,187	— 121 099,40
7	18 006,80	— 40 173,60	— 5 297,885	6 021,00	— 5 462,304	— 115 500,50
6	20 951,50	— 48 079,60	— 3 211,047	3 273,23	— 3 548,0689	— 112 577,90
5	21 669,20	— 51 607,80	— 2 038,462	2 507,39	— 1 821,795	— 118 550,50
4	21 254,00	— 53 794,60	— 325,59	— 253,97	— 1 146,600	— 122 508,00
3	16 395,50	— 51 735,30	1 682,73	— 1 754,63	1 692,67	— 137 296,50
2	9 102,30	— 43 550,00	1 730,18	— 5 874,19	4 649,00	— 154 934,40

Calculs préliminaires du calcul de l'action d'un vent dyssimétrique de 100^{ks} les résultats de ce dernier étant obtenus

AGISSANT SUR UNE MOITIÉ D'ARC

déformable.

DES TENSIONS

TABLEAU N° 13.

NUMÉROS DES PANNEAUX	COTÉ CHARGÉ				CONTREVENTEMENT			
	COTÉ CHARGÉ				COTÉ NON CHARGÉ		COTÉ CHARGÉ	
	ε	φ	χ	α	Intrados	Extrados	Intrados	Extrados
14	»	»	»	»	— 1 256,42	8 719,74	»	»
13	82 019,54	11 288,35	— 8 876,26	— 3 275,56	— 1 262,71	8 717,44	4 385,63	— 5 039,68
12	78 574,80	— 4 408,85	— 7 034,84	— 429,09	— 1 174,91	7 835,41	7 072,08	14 959,09
11	59 032,80	— 5 797,66	11 125,351	— 422,371	— 1 115,81	7 214,16	9 461,51	16 233,34
10	35 338,00	— 9 740,93	10 815,709	— 15 965,82	— 1 075,04	6 860,21	11 647,54	17 233,49
9	7 888,40	— 16 636,615	20 122,041	— 28 725,003	— 495,486	3 126,56	6 220,936	12 022,14
8	— 47 522,00	— 32 200,991	35 477,689	— 21 599,196	— 720,513	4 751,57	9 983,183	23 029,73
7	— 113 034,50	— 27 706,915	28 177,70	— 18 660,5911	— 658,283	4 229,56	10 613,783	21 316,44
6	— 172 344,40	— 21 293,653	19 355,97	— 9 912,405	— 602,868	3 881,78	10 583,948	18 972,22
5	— 213 896,20	— 17 970,638	13 902,61	— 10 027,299	— 577,701	3 793,12	10 814,361	17 919,54
4	— 253 215,40	— 14 060,701	4 849,31	2 677,99	— 542,043	3 441,55	10 645,843	15 735,25
3	— 275 780,70	— 9 940,48	— 1 360,75	12 102,34	— 517,893	3 254,97	10 500,533	14 200,53
2	— 281 129,00	— 12 817,89	— 14 996,81	»	— 502,979	3 067,87	10 432,609	12 851,93

en multipliant les chiffres de ce tableau par $\frac{10}{27}$.

VENT DE 270^{kg} SANS LE TRAIN

(Culasse

NUMÉROS DES PANNEAUX	FERME					
	CÔTÉ NON FRAPPÉ					$\frac{\beta}{\Omega}$
	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$	
14	- 0,61	1,28	- 1,44	1,76	0,51	»
13	- 0,51	0,93	- 1,10	1,63	0,40	- 0,67
12	- 0,32	0,55	- 1,51	2,21	- 0,12	- 0,84
11	- 0,18	0,19	- 1,48	2,44	- 0,29	- 1,15
10	- 0,01	- 0,13	- 1,02	1,75	- 0,83	- 1,39
9	0,18	- 0,30	- 0,90	1,45	- 0,17	- 1,61
8	0,17	- 0,41	- 0,58	0,78	- 0,13	- 1,66
7	0,25	- 0,55	- 0,63	0,72	- 0,65	- 1,59
6	0,27	- 0,63	- 0,38	0,39	- 0,42	- 1,47
5	0,28	- 0,67	- 0,24	0,30	- 0,22	- 1,55
4	0,69	- 0,67	- 0,06	- 0,03	- 0,14	- 1,52
3	0,20	- 0,64	0,15	- 0,21	0,20	- 1,70
2	0,10	- 0,49	0,12	- 0,70	0,55	- 1,73

Calcul préliminaire à celui de l'effet d'un vent dissymétrique de 100^{kg} sans le train.

AGISSANT SUR UNE MOITIÉ D'ARC

déformable).

TABLEAU N° 14.

NUMÉROS DES PANNEAUX	CÔTÉ FRAPPÉ				CONTREVENTEMENT $-\frac{\gamma}{\omega}$			
	CÔTÉ FRAPPÉ				CÔTÉ NON CHARGÉ		CÔTÉ CHARGÉ	
	$\frac{\varepsilon}{\Omega^2}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\gamma}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$	Intrados	Extrados	Intrados	Extrados
»	»	»	»	- 0,27	1,85	»	»	
1,54	+ 0,92	- 0,72	- 0,39	- 0,27	1,85	0,93	- 1,07	
1,39	- 0,44	0,84	- 0,05	- 0,25	1,66	1,40	3,17	
1,04	- 0,69	1,32	- 0,05	- 0,21	1,33	1,54	2,98	
0,93	- 0,90	1,29	- 0,35	- 0,20	1,26	2,14	3,17	
0,13	- 1,98	2,40	- 0,64	- 0,08	0,52	1,04	2,00	
- 0,65	- 2,62	2,88	- 2,57	- 0,11	0,70	1,47	3,39	
- 1,55	- 3,30	3,34	- 2,22	- 0,10	0,62	1,56	3,13	
- 2,25	- 2,53	2,30	- 1,18	- 0,11	0,65	1,95	3,16	
- 2,79	- 2,44	1,66	- 1,19	- 0,11	0,63	1,99	2,99	
- 3,14	- 1,53	0,58	0,32	- 0,10	0,57	1,96	2,62	
- 3,42	- 0,87	- 0,16	1,44	- 0,09	0,54	1,93	2,37	
- 3,14	- 0,93	- 1,78	»	- 0,09	0,41	1,92	2,14	

ÉQUATIONS QUI

	CALCUL DE Q		
	CHARGE PERMANENTE	SURCHARGE SYMÉTRIQUE	SURCHARGE dissymétrique
Méthode générale	$182\,761\,540 - 360,70465Q = 0$	$98\,501\,734 - 360,70465Q = 0$	Q est ici moitié de la valeur trouvée pour Q dans le cas de la surcharge symétrique.
Méthode abrégée	$176\,029\,838 - 347,34207Q = 0$	$94\,619\,563 - 347,34207Q = 0$	

TABLEAU DES VALEURS

	CHARGE PERMANENTE	SURCHARGE SYMÉTRIQUE	SURCHARGE DYSSIMÉTRIQUE
Méthode générale	Q = 506 680	Q = 273 081	Q = 136 450
Méthode abrégée	Q = 506 791	Q = 272 410	

DÉTERMINENT Q ET μ

TABLEAU n° 15.

CALCUL DE Q ET DE μ	
VENT DE 270 ^{ks} SANS SURCHARGE Rotule indéformable.	VENT DE 150 ^{ks} SUR LE TRAIN SEUL Rotule indéformable
$2\,915\,317 - 360,70465Q + 8,985213\mu = 0$	$-1\,415\,633,14 - 360,70465Q + 8,985213\mu = 0$
$418\,718 - 8,787356Q + 0,2897060\mu = 0$	$-94\,575,656 - 8,787356Q + 0,2897060\mu = 0$
$4\,431\,867,5 - 347,34207Q + 9,106457\mu = 0$	$-1\,548\,459,57 - 347,34207Q + 9,106457\mu = 0$
$318\,180,967 - 9,106457Q + 0,29807183\mu = 0$	$-77\,632,1223 - 9,106457Q + 0,29807183\mu = 0$

DE Q ET DE μ .

TABLEAU n° 15 bis.

VENT DE 270 ^{ks} SANS SURCHARGE	VENT DE 150 ^{ks} SUR LE TRAIN SEUL	OBSERVATIONS
Culasse indéformable $Q = - 414\,232$ $\mu = - 4\,910\,210$	Culasse indéformable $Q = 17\,214$ $\mu = 848\,580$	(1) Le calcul des valeurs de Q et de μ avec culasse déformable a été fait en prenant la valeur de μ égale à - W (W étant la valeur de V, moment des actions transmises à la ferme, calculée pour la retombée de l'arc) et en portant cette valeur de μ dans la 1 ^{re} équation.
Culasse déformable $Q = - 79\,456,4$ (1) $\mu = - 3\,514\,178$	Culasse déformable $Q = 7\,540,13$ (1) $\mu = 4\,602\,243,9$	
Culasse indéformable $Q = - 76\,305$ $\mu = - 3\,404\,800$	Culasse indéformable $Q = 11\,909$ $\mu = 624\,276$	

TABLEAU DES EXPRESSIONS DE $\frac{1}{\mu}$

DU TERME EN Q

NUMÉROS DES PANNEAUX	CHARGE PERMANENTE		SURCHARGE SYMÉTRIQUE		SURCHARGE DISSYMMÉTRIQUE	
	Terme constant	Coefficient du terme en Q	Terme constant	Coefficient du terme en Q	Terme constant	Coefficient du terme en Q
14	9944,4	-0,02038027	5969,47	-0,02038027	-1930,383	-0,02038027
13	8734,312	-0,01728832	4991,687	-0,01728832	-1646,596	-0,01728832
12	2086,076	-0,006700368	-1391,8491	-0,006700368	-2198,495	-0,006700368
11	1315,868	-0,001438161	-359,216	-0,001438161	-1971,85	-0,001438161
10	-3272,797	0,007856472	-2483,684	0,007856472	-2440,8282	0,007856472
9	-7649,409	0,014851587	-5784,959	0,014851587	-2658,105	0,014851587
8	-7062,56	0,00999762	-5843,89	0,00999762	-1980,915	0,00999762
7	-7471,74	0,01249449	-5518,176	0,01249449	-1900,587	0,01249449
6	-7217,459	0,01307845	-4897,669	0,01307845	-1682,876	0,01307845
5	-5873,89	0,01048389	-3841,124	0,01048389	-1320,347	0,01048389
4	-7196,52	0,01293264	-4151,015	0,01293264	-1426,75	0,01293264
3	-11377,7	0,02063805	-5732,256	0,02063805	-1970,278	0,02063805
2	-12335,6	0,0197463	-5681,03	0,0197463	-1952,66	0,0197463

EN FONCTION DU TERME CONSTANT,

ET DU TERME EN μ .

TABLEAU N° 16.

VENT DE 270 ^{ks} SANS SURCHARGE ROTULE DÉFORMABLE OU INDÉFORMABLE			VENT DE 150 ^{ks} SUR LE TRAIN SEUL		
Terme constant	Coefficient du terme en Q	Coefficient du terme en μ	Terme constant	Coefficient du terme en Q	Coefficient du terme en μ
58,182375	-0,02038027	0,000340101	24,845	-0,02038027	0,000340101
-167,971	-0,01728832	0,0003838853	-71,723	-0,01728832	0,0003838853
-762,6748	-0,006700368	0,0003170275	-383,178	-0,006700368	0,0003170275
-320,9032	-0,001438161	0,0002987438	-247,7813	-0,001438161	0,0002987428
-194,940	0,007856472	0,0001315395	-212,396	0,007856472	0,0001315395
-451,168	0,014851687	0,000786403	-411,0644	0,014851587	0,0000786403
-848,9449	0,00999762	0,0002103665	-588,801	0,00999762	0,0002103665
-121,96595	0,01249449	0,0002352519	-514,7454	0,01249449	0,0002352519
812,366	0,01307845	0,0003456456	-474,605	0,01307845	0,0003456456
1744,709	0,01048389	0,0006045144	-530,5957	0,01048389	0,0006045144
3153,484	0,01293264	0,00087624	-630,0354	0,01293264	0,00087624
6445,957	0,02063805	0,001536693	-932,9477	0,02063805	0,001536693
5411,60	0,0197463	9,00135209	-875,701	0,0197463	0,00135209

EFFET TOTAL D'UN VENT SYMÉTRIQUE DE 150^{kg}

AVEC LE TRAIN

Culasse déformable

Culasse indéformable

TABLEAU n° 17.

NUMÉROS DES PANNEAUX	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{S}$	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{S}$
	14	-0,81	1,41	0,38	0,38	0,44	-1,03	1,79	0,47	0,47
13	-0,78	1,38	-0,13	0,38	0,44	-1,00	1,75	-0,11	-0,53	0,49
12	-0,80	1,05	-1,47	2,02	-0,54	-0,98	1,39	-1,59	2,26	-0,49
11	-0,94	0,58	-1,43	2,20	-0,20	-1,08	0,89	-1,67	2,51	-0,12
10	-1,02	0,14	-1,22	1,72	-0,48	-1,15	0,34	-1,40	2,19	-0,53
9	-1,08	-0,26	-2,00	2,56	-0,38	-1,10	-0,08	-2,26	2,99	-0,42
8	-1,11	-0,85	-2,33	2,64	-0,58	-1,08	-0,75	-2,57	2,99	-0,63
7	-0,97	-1,57	-2,81	2,90	-2,31	-0,86	-1,55	-3,24	3,44	-2,71
6	-0,85	-2,08	-2,06	1,88	-1,87	-0,64	-2,16	-2,59	2,46	-2,39
5	0,88	-2,46	-1,67	1,35	-0,96	-0,54	-2,67	-2,32	2,14	-1,70
4	-0,85	-2,68	-1,10	0,36	-0,92	-0,36	-3,04	-1,87	1,29	-1,92
3	-1,02	-2,83	-0,48	-0,28	-0,38	-0,27	-3,42	-1,45	0,96	-0,88
2	-1,10	-2,50	-0,54	-1,74	-1,39	-0,15	-3,39	-1,17	0,25	-0,62

EFFET D'UN VENT DISSYMETRIQUE DE 100^{kg}

SANS LE TRAIN. — CULASSE DÉFORMABLE

Côté non frappé.

Côté frappé

TABLEAU N° 17 bis.

NUMÉROS DES PANNEAUX	<i>Côté non frappé.</i>					NUMÉROS DES PANNEAUX	<i>Côté frappé</i>				
	$\frac{p}{\Omega}$	$\frac{e}{\Omega_1}$	$\frac{e}{\Omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{\Omega_1}$		$\frac{p}{\Omega}$	$\frac{e}{\omega_1}$	$\frac{e}{\Omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{\Omega}$
14	-0,23	0,47	-0,42	0,65	0,19	»	»	»	»	»	»
13	-0,19	0,35	-0,42	0,60	0,04	13'	-0,25	0,57	0,03	-0,27	-0,14
12	-0,12	0,20	-0,56	0,82	-0,05	12'	-0,31	0,51	-0,16	0,31	-0,02
11	-0,07	0,07	-0,56	0,79	-0,11	11'	-0,43	0,39	-0,25	0,50	-0,02
10	-0,004	-0,05	-0,38	0,65	-0,31	10'	-0,51	0,23	-0,33	0,48	-0,13
9	0,07	-0,11	-0,33	0,54	-0,06	9'	-0,60	0,05	-0,73	0,89	-0,23
8	0,07	-0,15	-0,21	0,29	-0,05	8'	-0,61	-0,24	-0,98	1,07	-0,95
7	0,10	0,20	-0,23	0,27	-0,24	7'	-0,59	-0,58	-1,22	1,24	-0,80
6	0,10	-0,24	-0,14	0,14	-0,16	6'	-0,54	-0,83	-0,93	0,80	-0,43
5	0,10	-0,25	-0,09	0,11	-0,09	5'	-0,57	-1,03	-0,80	0,61	-0,43
4	0,10	-0,25	-0,02	-0,01	-0,05	4'	-0,57	-1,16	-0,57	0,02	0,12
3	0,07	-0,24	-0,06	-0,04	-0,07	3'	-0,63	-1,27	-0,32	-0,06	0,53
2	0,04	-0,18	-0,04	-0,26	0,20	2'	-0,64	-1,16	-8,34	-0,66	»

TABLEAU DES COEFFICIENTS DE TRAVAIL DANS LES

POIDS PERMANENT
AVEC VENT DE 270^{kg} SANS LE TRAIN
Symétrique avec rotule déformable

CHARGE PERMANENTE
ET SURCHARGE SYMÉTRIQUE AVEC VENT
DE 150^{kg} AVEC LE TRAIN
Symétrique avec rotule déformable

NUMÉROS DES PANNEAUX	POIDS PERMANENT AVEC VENT DE 270 ^{kg} SANS LE TRAIN					CHARGE PERMANENTE ET SURCHARGE SYMÉTRIQUE AVEC VENT DE 150 ^{kg} AVEC LE TRAIN				
	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$
14	-3,23	-5,25	-0,87	-0,87	1,70	-4,78	-4,76	0,39	0,39	2,81
13	-3,24	-4,92	-0,20	-2,72	1,70	-4,81	-4,20	0,27	-3,89	2,81
12	-3,35	-4,27	-2,90	-3,52	-1,13	-4,93	-3,89	-4,76	3,14	-3,03
11	-3,69	-3,59	2,70	-4,83	1,34	-5,09	-3,80	-1,57	-2,75	1,72
10	-4,09	-2,51	2,46	-6,20	2,70	-5,45	-3,01	1,50	5,83	2,94
9	-4,34	-1,95	-2,98	-4,73	0,62	-5,69	-2,90	-3,40	2,73	-0,55
8	-4,04	-2,80	-4,54	4,41	-1,00	-4,95	-3,76	-5,76	5,55	-1,40
7	-3,84	-4,12	-5,08	4,77	3,34	-4,35	-5,24	-6,10	5,60	-3,86
6	-3,60	-5,01	-3,52	2,99	2,90	-3,82	-6,13	-4,00	3,22	-2,79
5	-3,80	-3,62	-2,93	-1,98	2,65	-3,85	-6,67	-3,19	1,95	1,83
4	-3,77	-5,95	-2,12	-0,80	2,03	-3,69	-6,89	-2,15	-0,76	1,22
3	-4,16	-6,23	-1,28	-0,66	1,94	-4,03	-7,05	-1,10	-1,12	2,32
2	-4,07	-5,60	-1,83	-3,03	3,42	-3,95	-6,18	-1,69	-3,88	4,02

DIVERSES HYPOTHÈSES POUR LES BARRES DE LA FERME

CHARGE PERMANENTE ET SURCHARGE DISSYMMÉTRIQUE AVEC VENT DE 150^{kg} AVEC LE TRAIN
symétrique avec rotule déformable

Côté non chargé

Côté chargé

TABLEAU N° 18.

NUMÉROS DES PANNEAUX	CHARGE PERMANENTE ET SURCHARGE DISSYMMÉTRIQUE AVEC VENT DE 150 ^{kg} AVEC LE TRAIN <i>symétrique avec rotule déformable</i>					<i>Côté non chargé</i>					<i>Côté chargé</i>				
	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$	$\frac{\beta}{\Omega}$	$\frac{\varepsilon}{\Omega_1}$	$\frac{\varphi}{\omega}$	$\frac{\chi}{\omega_1}$	$\frac{\alpha}{s}$
14	-3,80	-4,43	-3,67	3,45	2,96	»	»	»	»	»	»	»	»	»	»
13	-3,13	-4,84	-2,42	0,52	1,39	-4,53	-3,20	2,55	-5,84	-2,51	-4,53	-3,20	2,55	-5,84	-2,51
12	-2,74	-4,88	-4,68	3,57	-1,69	-5,17	-2,39	-2,50	-2,92	2,61	-2,74	-4,88	-4,68	3,57	-1,69
11	-2,66	-4,89	-2,86	-2,21	-0,31	-5,73	-1,85	3,24	-4,11	3,99	-2,66	-4,89	-2,86	-2,21	-0,31
10	-2,77	-4,47	-1,72	-4,40	-1,25	-6,39	-0,70	2,53	-6,30	0,38	-2,77	-4,47	-1,72	-4,40	-1,25
9	-4,95	-4,28	-2,57	-3,09	-0,46	-4,73	-0,66	-2,92	-2,75	-1,29	-4,95	-4,28	-2,57	-3,09	-0,46
8	-2,73	-4,60	-4,09	3,25	-0,92	-5,87	-1,74	-5,35	5,68	-3,51	-2,73	-4,60	-4,09	3,25	-0,92
7	-2,51	-5,64	-4,17	-2,92	-2,54	-5,30	-3,17	-5,90	6,32	-2,90	-2,51	-5,64	-4,17	-2,92	-2,54
6	-2,38	-6,19	-2,55	-2,52	-2,24	-4,69	-4,15	-4,10	4,15	1,45	-2,38	-6,19	-2,55	-2,52	-2,24
5	-2,60	-6,50	-2,12	-1,98	-2,59	-4,67	-4,79	-3,30	2,56	-3,24	-2,60	-6,50	-2,12	-1,98	-2,59
4	-2,66	-6,55	-1,35	-1,64	-4,25	-4,40	-5,16	-2,43	0,98	1,52	-2,66	-6,55	-1,35	-1,64	-4,25
3	-3,12	-6,59	-0,53	-1,05	-2,60	-4,59	-5,46	-1,61	0,50	2,75	-3,12	-6,59	-0,53	-1,05	-2,60
2	-3,21	-5,67	-1,24	-4,15	-4,08	-4,28	-4,98	-2,02	-2,02	»	-3,21	-5,67	-1,24	-4,15	-4,08

CALCUL DES TENSIONS DES BARRES DE CONTREVENTEMENT

SOUS L'ACTION DE LA CHARGE PERMANENTE

TABLEAU N° 19.

NUMÉROS DES PANNEAUX	INTRADOS VALEUR DE g	EXTRADOS VALEUR DE g	INTRADOS SECTION Ω	EXTRADOS SECTION Ω	EXTRADOS		
					$\frac{\gamma}{g}$	γ	$\frac{\gamma}{\omega}$
14	11,60	10,20	4 716	4 716	424,635	4 331,28	0,918422
13	12,00	10,60	4 716	4 716	481,232	5 101,06	1,08163
12	12,10	10,60	4 716	4 716	456,45	4 835,49	1,02527
11	12,60	11,00	5 436	5 436	369,993	4 069,92	0,748698
10	13,50	11,90	5 436	5 436	500,376	5 954,48	1,09538
9	6,60	5,80	6 000	6 000	1 348,55	7 821,56	1,0359
8	10,00	9,30	6 800	6 800	1 461,93	13 595,9	1,99944
7	10,50	9,80	6 800	6 808	1 306,95	12 808,4	1,88354
6	10,50	10,00	5 436	6 000	975,223	9 752,23	1,62537
5	10,80	10,80	5 436	6 000	903,691	9 759,86	1,62664
4	10,80	10,80	5 436	6 000	797,768	8 615,9	1,43598
3	11,00	11,00	5 436	6 000	735,347	8 088,82	1,34814
2	11,10	11,10	5 436	6 000	588,705	6 534,63	1,00891

COEFFICIENTS DE TRAVAIL MAXIMA TABLEAU N° 20.

NUMÉROS DES PANNEAUX	FERME					CONTREVENTEMENT
	BARRES d'extrados	BARRES d'intrados	TREILLIS φ	TREILLIS χ	MONTANTS	— EXTRADOS
	14	— 4,78	— 5,25	— 3,67	3,45	2,96
13	— 4,81	— 4,92	— 2,55	— 5,84	2,81	— 1,86
12	— 5,17	— 4,88	— 4,76	3,57	— 3,03	— 5,86
11	— 5,73	— 4,89	3,24	— 4,83	3,99	— 5,06
10	— 6,39	— 4,47	2,53	— 6,30	2,94	— 5,53
9	— 5,69	— 4,28	— 3,40	— 4,73	— 1,29	— 3,56
8	— 5,87	— 4,60	— 5,76	5,68	— 3,51	— 6,08
7	— 5,30	— 5,64	— 6,10	6,32	— 3,86	— 5,64
6	— 4,69	— 6,19	— 4,10	4,15	2,90	— 5,43
5	— 4,67	— 6,67	— 3,30	2,56	— 3,24	— 5,25
4	— 4,40	— 6,89	— 2,43	— 1,64	— 4,25	— 4,63
3	— 4,59	— 7,05	— 1,61	— 1,12	2,75	— 4,26
2	— 4,28	— 6,18	— 2,02	— 4,15	4,08	— 3,74

TROISIÈME PARTIE

CALCUL DES GRANDES PILES DU VIADUC DE GARABIT

Nous nous bornerons à donner les calculs relatifs aux deux plus grandes piles, 4 et 5.

§ 88. — Efforts auxquels les piles doivent résister.

Les piles sont soumises à deux natures d'efforts : les poids et l'action du vent.

Imitant les recherches faites par M. Nordling pour déterminer les conditions de résistance de ses viaducs de la ligne de Commentry à Gannat, nous avons envisagé deux hypothèses :

1° La surcharge d'épreuve (4800^{kg} par mètre courant) pèse sur le tablier, et l'effort du vent est de 150^{kg} par mètre carré;

2° La surcharge d'épreuve ne pèse pas sur le tablier, et l'effort du vent est de 150^{kg} par mètre carré.

PREMIÈRE HYPOTHÈSE. — Surcharge de 4800^{kg} et effort du vent de 150^{kg} par mètre carré.

Poids. — La pression maxima du tablier sur la pile est

	$2 \times 270\,000^{\text{kg}} = 540\,000^{\text{kg}}$
Poids du couronnement et des appuis.	<u>5\,000^{kg}</u>
TOTAL.	<u><u>545\,000^{kg}</u></u>

Le poids de la pile est de 162 000^{kg} environ, soit par mètre courant $\frac{162\,000}{60} = 2\,600^{\text{kg}}$.

Efforts du vent. — M. Nordling a admis, pour les tabliers, que les membrures horizontales de la paroi directement frappée abritaient complètement celles de l'autre paroi, tandis que les autres pièces subissaient le même effort sur les deux faces.

Imitant cet exemple, nous avons trouvé que la surface offerte au vent, par mètre courant de tablier, était de 3^{m2},70, savoir :

Pour un panneau :

Membrure.	$2 \times 0,600 \times 3,70 = 4^{\text{m}2}44$
Treillis	$4 \times 0,330 \times 4,60 = 6,07$
Montants	$2 \times 0,17 \times 3,96 = 1,34$
Longerons.	$4 \times 0,550 \times 3,70 = 2,04$
TOTAL.	<u><u>13,89</u></u>

soit, par mètre courant :

$$\frac{13^{\text{m}2}90}{3,70} = 3^{\text{m}2}73.$$

Dans le calcul qui précède, on a admis que les surfaces cachées du longeron compensaient les surfaces frappées du rail et du platelage.

Pour les piles, en raison de l'écartement considérable des faces, nous avons supposé que les deux parois étaient également frappées. Nous avons d'ailleurs admis que les surfaces relatives à deux demi-panneaux adjacents étaient rapportées à l'entretoise horizontale qui les sépare.

Nous avons ainsi obtenu les chiffres suivants :

	SURFACES	ACTION DU VENT
Appui	22 ^{m2}	3 300 ^{kg}
6 ^e entretoise	35	5 250
5 ^e —	36	5 400
4 ^e —	37	5 550
3 ^e —	38	5 700
2 ^e —	39	5 850
1 ^e —	24	3 600

Les efforts du vent, par mètre courant de tablier et de train, sont :

Tablier	150 × 3,70 =	555 ^{kg}
Train	150 × 1,60 =	240 ^{kg}
Ensemble		<u>795^{kg}</u>

La pression maxima du tablier sur la pile, sous l'action d'une charge permanente de 3 500^{kg} et d'une surcharge de 4 800^{kg}, au mètre courant, est de 540 000^{kg}.

La pression maxima due au vent sera donc :

$$540\,000 \times \frac{795}{8\,300} = 51\,700^{\text{kg}}$$

Le point d'application de la résultante des efforts du vent sur le tablier est à 4 mètres au-dessus de la ligne inférieure du couronnement de la pile.

Le point d'application de la résultante des efforts sur le train est à 7^m,32 au-dessus de la même ligne.

Le point d'application de la résultante, rapporté au même niveau, est donc à

$$\frac{4 \times 555 + 7,32 \times 240}{7,95} = 5 \text{ mètres.}$$

2^e HYPOTHÈSE. — La surcharge ne pèse pas sur le tablier et l'effort du vent est de 270^{kg} par mètre courant.

Poids. — La pression maxima du tablier sur la pile est	225 000 ^{kg}
Poids du couronnement et de l'appui	5 000 ^{kg}
Ensemble	<u>230 000^{kg}</u>

Le poids de la pile, par mètre courant, est encore de 2 700^{kg}.

Efforts du vent. — Les efforts du vent sont indiqués ci-dessous :

Appui.	22 ^m	×	270 =	5 490
6 ^e entretoise	35	×	270 =	9 450
5 ^e —	36	×	270 =	9 720
4 ^e —	37	×	270 =	9 990
3 ^e —	38	×	270 =	10 260
2 ^e —	39	×	270 =	10 530
1 ^{re} —	24	×	270 =	6 480

L'action du vent sur le tablier est, par mètre courant :

$$270 \times 3,70 = 999^{\text{kg.}}$$

La pression maxima du tablier sur la pile est :

$$540\,000 \times \frac{999}{8\,300} = 65\,000^{\text{kg.}}$$

Cette force est appliquée à 4 mètres au-dessus de la ligne inférieure du couronnement de la pile.

§ 89. — Détermination des tensions des barres de la pile.

1^{re} MÉTHODE. — Nous avons employé, en premier lieu, la méthode suivante qui suppose, comme on le fait ordinairement, que les deux

barres d'un même croisillon sont soumises à des efforts égaux et de sens contraire.

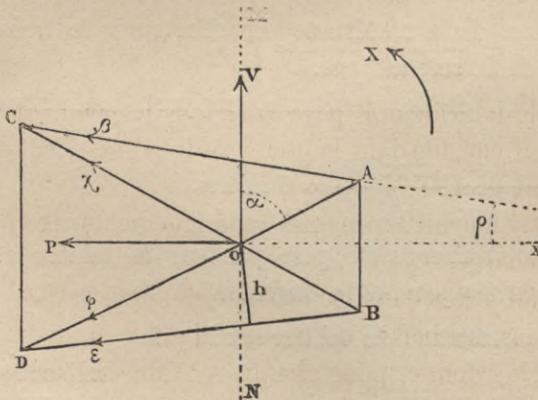


Fig. 116.

Considérons le panneau ABCD (fig. 116) et supposons la pile coupée par un plan horizontal MN passant par le point de rencontre des barres de treillis.

Nous devons exprimer que les efforts β , χ , φ et ϵ , exercés par les diverses pièces sur la partie de pile située à droite du plan MN,

font équilibre aux forces extérieures appliquées sur cette même partie de pile.

La résultante des poids est une force P suivant l'axe de la pile. Les actions du vent peuvent se ramener à une force V, passant par le point O, et à un couple X.

Nous prendrons les forces positivement lorsqu'elles seront dirigées suivant les flèches de la figure.

Nous avons les trois équations d'équilibre :

$$(\beta + \varepsilon) \cos \rho + (\chi + \varphi) \sin \alpha = - P$$

$$(\beta - \varepsilon) \sin \rho + (\chi - \varphi) \cos \alpha = - V$$

$$(\beta - \varepsilon)h = - X$$

Mais, d'après notre hypothèse fondamentale, on a :

$$\chi = - \varphi$$

d'où

$$\chi + \varphi = 0.$$

Par suite, la première de ces trois équations devient :

$$(\beta + \varepsilon) \cos \rho = - P.$$

On arrive aux expressions suivantes :

$$\beta = - \frac{P}{2 \cos \rho} - \frac{X}{2h}$$

$$\varepsilon = - \frac{P}{2 \cos \rho} + \frac{X}{2h}$$

$$\chi = - \varphi = \frac{1}{2 \cos \alpha} \left\{ \frac{X \sin \rho}{h} - V \right\}.$$

Nous donnons, dans le tableau n° 1 (*page 224*), tous les éléments et les résultats du calcul effectué dans la première hypothèse (surcharge de 4800^{kg} et vent de 150^{kg}).

Le tableau 2 (*page 225*) fournit les mêmes renseignements, pour le cas du vent sans surcharge.

Le maximum de travail a lieu dans les arbalétriers, dans la première hypothèse, et dans les barres de treillis, dans la seconde.

Le tableau 3 (*page 226*) donne, pour chaque système de barre, l'effort et le coefficient de travail maximum.

Dans les tableaux 1 et 2, le signe (-), devant le chiffre qui représente l'effort d'une barre, indique que la barre est comprimée.

2^{me} MÉTHODE. — Mais nous savons que la méthode employée ci-dessus est basée sur une hypothèse fautive. Il n'est pas exact que $\varphi = -\chi$, et pour le voir immédiatement, il suffit d'envisager la pile comme soumise uniquement à l'action des poids.

Il est évident que, dans ce cas, les deux barres de treillis sont également comprimées, et que φ et χ sont égaux et ont une valeur appréciable.

Nous allons appliquer les principes qui ont été exposés plus haut au sujet des systèmes articulés; mais nous emploierons une méthode un peu différente de celle dont nous nous sommes servi pour le calcul de l'arc, bien que cette dernière eût été facilement applicable, et nous arriverons à une nouvelle forme de l'équation des trois tensions.

Reprenons l'équation de déformation du trapèze

$$ac\left(\frac{da}{a} + \frac{dc}{c}\right) + b^2\frac{db}{b} + e^2\frac{de}{e} - f^2\frac{df}{f} - j^2\frac{dj}{j} = 0.$$

Soient $\alpha, \beta, \gamma, \varepsilon, \varphi$ et χ les efforts supportés par les barres ayant respectivement les longueurs a, b, c, e, f et j (fig. 117). On a :

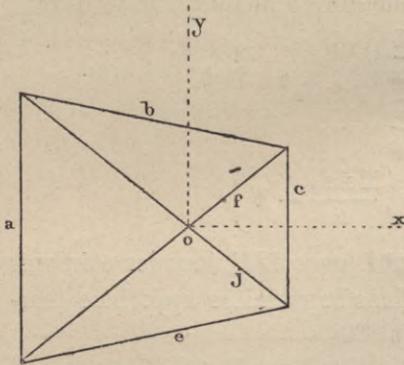


Fig. 117.

$$\frac{\alpha}{ES} = \frac{da}{a} \quad \frac{\beta}{E\Omega} = \frac{db}{b}$$

$$\frac{\gamma}{E\sigma} = \frac{dc}{c} \quad \frac{\varepsilon}{E\Omega} = \frac{de}{e}$$

$$\frac{\varphi}{E\omega} = \frac{df}{f} \quad \frac{\chi}{E\omega} = \frac{dj}{j}$$

S, Ω , σ et ω étant les sections des barres et E le coefficient d'élasticité.

Comme d'ailleurs $b = e$ et $f = j$, notre équation devient :

$$(1) \quad ac\left(\frac{\alpha}{S} + \frac{\gamma}{\sigma}\right) + \frac{b^2}{\Omega}(\beta + \varepsilon) - \frac{f^2}{\omega}(\varphi + \chi) = 0.$$

Considérons maintenant deux panneaux adjacents (fig. 118) et caractérisés par les signes $(n - 1)$ et (n) .

Toutes les forces qui agissent autour des points A et B doivent se faire équilibre; par suite la somme de leurs projections sur AB doit être nulle.

Ces forces sont :
 1° les efforts des barres, que nous prendrons positivement lorsque les barres seront allongées; 2° les poids

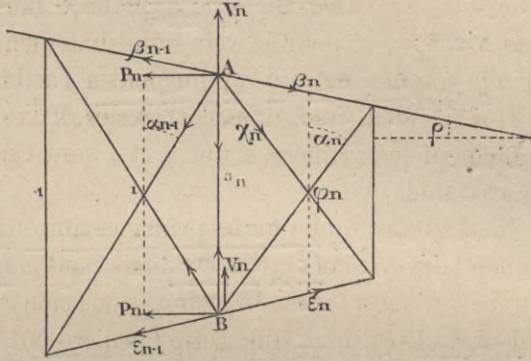


Fig. 118.

P_n , égaux entre eux et appliqués en A et B; 3° les actions du vent V_n , appliquées aux mêmes points.

Nous avons les deux équations :

$$\begin{aligned} \beta_n \sin \rho - \beta_{n-1} \sin \rho + \chi_n \cos \alpha_n + \varphi_{n-1} \cos \alpha_{n-1} + \alpha_n - V_n &= 0, \\ \varepsilon_n \sin \rho - \varepsilon_{n-1} \sin \rho + \varphi_n \cos \alpha_n + \chi_{n-1} \cos \alpha_{n-1} + \alpha_n + V_n &= 0. \end{aligned}$$

Ajoutons ces deux équations membre à membre, il vient :

$$(2) \quad (\beta_n + \varepsilon_n) \sin \rho - (\beta_{n-1} + \varepsilon_{n-1}) \sin \rho + (\chi_n + \varphi_n) \cos \alpha_n + (\chi_{n-1} + \varphi_{n-1}) \cos \alpha_{n-1} + 2\alpha_n = 0.$$

En exprimant l'égalité des projections sur ox des forces qui s'exercent sur la partie de pile située à droite du plan CD (fig. 119), nous avons :

$$(3) \quad (\beta + \varepsilon) \cos \rho + (\varphi + \chi) \sin \alpha = -P.$$

L'équation (1) pour le panneau d'ordre (n) est :

$$\begin{aligned} a_n \sigma_{n+1} \left(\frac{\alpha_n}{S_n} + \frac{\alpha_{n+1}}{S_{n+1}} \right) + \frac{b_n^2}{\Omega_n} (\beta_n + \varepsilon_n) \\ - \frac{f_n^2}{\omega_n} (\varphi_n + \chi_n) = 0. \end{aligned}$$

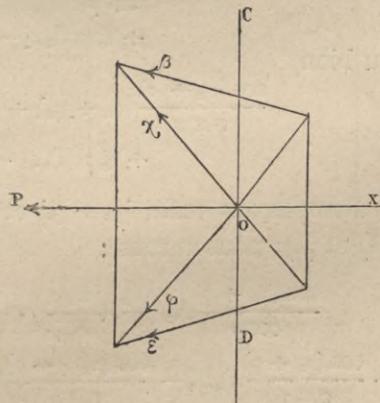


Fig. 119.

Introduisons dans cette équation l'expression de $(\beta_n + \varepsilon_n)$ tirée

de l'équation (3) :

$$\beta_n + \varepsilon_n = -\frac{P_n}{\cos \rho} - (\varphi_n + \chi_n) \frac{\sin \alpha_n}{\cos \rho}.$$

Il vient :

$$a_n a_{n+1} \left(\frac{\alpha_n}{S_n} + \frac{\alpha_{n+1}}{S_{n+1}} \right) - \left(\frac{f_n^2}{\omega_n} + \frac{b_n^2 \sin \alpha_n}{\Omega_n \cos \rho} \right) (\varphi_n + \chi_n) - \frac{b_n^2 P_n}{\Omega_n \cos \rho} = 0.$$

D'où :

$$\varphi_n + \chi_n = \frac{a_n a_{n+1} \left(\frac{\alpha_n}{S_n} + \frac{\alpha_{n+1}}{S_{n+1}} \right) - \frac{\Omega_n \cos \rho}{b_n^2} P_n}{\frac{f_n^2}{\omega_n} + \frac{b_n^2 \sin \alpha_n}{\Omega_n \cos \rho}}.$$

Appelons A_n le coefficient de $\left(\frac{\alpha_n}{S_n} + \frac{\alpha_{n+1}}{S_{n+1}} \right)$ et B_n le coefficient de P_n ; nous avons :

$$(4) \quad \varphi_n + \chi_n = A_n \left(\frac{\alpha_n}{S_n} + \frac{\alpha_{n+1}}{S_{n+1}} \right) - B_n P_n$$

et de même

$$(5) \quad \varphi_{n-1} + \chi_{n-1} = A_{n-1} \left(\frac{\alpha_{n-1}}{S_{n-1}} + \frac{\alpha_n}{S_n} \right) - B_{n-1} P_{n-1}.$$

Introduisons dans l'équation (2) les valeurs de $\beta_n + \varepsilon_n$ et $\beta_{n-1} + \varepsilon_{n-1}$ que fournit l'équation (3) en fonction de $\varphi_n + \chi_n$ et $\varphi_{n-1} + \chi_{n-1}$. Il vient :

$$(\varphi_n + \chi_n) \left(\cos \alpha_n - \frac{\sin \alpha_n \sin \rho}{\cos \rho} \right) + (\varphi_{n-1} + \chi_{n-1}) \left(\cos \alpha_{n-1} + \frac{\sin \alpha_{n-1} \sin \rho}{\cos \rho} \right) + \operatorname{tg} \rho (P_{n-1} - P_n) + 2\alpha_n = 0,$$

ou bien

$$\frac{\cos (\alpha_n + \rho)}{\cos \rho} (\varphi_n + \chi_n) + \frac{\cos (\alpha_{n-1} - \rho)}{\cos \rho} (\varphi_{n-1} + \chi_{n-1}) + \operatorname{tg} \rho (P_{n-1} - P_n) + 2\alpha_n = 0.$$

Remplaçons enfin $(\varphi_n + \chi_n)$ et $(\varphi_{n-1} + \chi_{n-1})$ par leurs expressions (4) et (5) ; nous aurons :

$$\frac{\cos (\alpha_n + \rho)}{\cos \rho} A_n \left(\frac{\alpha_n}{S_n} + \frac{\alpha_{n+1}}{S_{n+1}} \right) + \frac{\cos (\alpha_{n-1} - \rho)}{\cos \rho} A_{n-1} \left(\frac{\alpha_{n-1}}{S_{n-1}} + \frac{\alpha_n}{S_n} \right) - \frac{\cos (\alpha_n + \rho)}{\cos \rho} B_n P_n - \frac{\cos (\alpha_{n-1} - \rho)}{\cos \rho} B_{n-1} P_{n-1} + (P_{n-1} - P_n) \operatorname{tg} \rho + 2\alpha_n = 0.$$

La section des montants est constante, à l'exception du couronnement.

Soit S cette section, nous poserons :

$$\frac{\cos(\alpha_n + \rho) A_n}{\cos \rho S} = p_n \quad \frac{\cos(\alpha_{n-1} - \rho) A_{n-1}}{\cos \rho S} = q_n$$

et le terme connu = r_n . Nous aurons :

$$p_n \left(\alpha_n \frac{S}{S_n} + \frac{\alpha_{n+1} S}{S_{n+1}} \right) + q_n \left(\frac{\alpha_{n-1} S}{S_{n-1}} + \frac{\alpha_n S}{S_n} \right) - r_n + 2\alpha_n = 0,$$

nouvelle forme de l'équation des trois tensions dans laquelle les tensions des montants sont les inconnues.

Pour avoir les diverses valeurs de α_n, α_{n-1} , etc., il suffira d'introduire les deux conditions suivantes :

1° Le puissant couronnement de la pile et la résistance qu'oppose le tablier à un écartement des arbalétriers, permettent d'admettre que $\frac{\alpha_7}{S_7} = 0$;

2° Dans l'hypothèse de la surcharge, les pieds des arbalétriers comprimés sur leurs appuis restent à une distance constante, et par suite $\frac{\alpha_1}{S_1} = 0$.

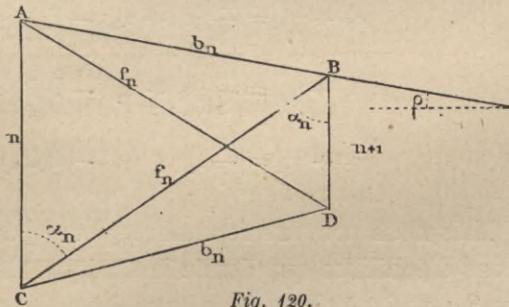
Nous avons donc les cinq équations :

- (6) $\alpha_6 p_6 + (\alpha_6 + \alpha_5) q_6 - r_6 + 2\alpha_6 = 0$
- (7) $(\alpha_6 + \alpha_5) p_5 + (\alpha_5 + \alpha_4) q_5 - r_5 + 2\alpha_5 = 0$
- (8) $(\alpha_5 + \alpha_4) p_4 + (\alpha_4 + \alpha_3) q_4 - r_4 + 2\alpha_4 = 0$
- (9) $(\alpha_4 + \alpha_3) p_3 + (\alpha_3 + \alpha_2) q_3 - r_3 + 2\alpha_3 = 0$
- (10) $(\alpha_3 + \alpha_2) p_2 + \alpha_2 q_2 - r_2 + 2\alpha_2 = 0$

Les coefficients sont d'ailleurs (fig. 120) :

$$p_n = \frac{\frac{a_n a_{n+1}^2}{S}}{\frac{f_n^3}{\omega} + \frac{b_n^3}{\Omega}}$$

$$q_n = \frac{\frac{a_{n-1}^2 a_n}{S}}{\frac{f_{n-1}^3}{\omega} + \frac{b_{n-1}^3}{\Omega}}$$



$$r_n = p_n \frac{\frac{b_n^2}{\Omega_n}}{\frac{a_n a_{n+1}}{S}} P_n + q_n \frac{\frac{b_{n-1}^2}{\Omega_{n-1}}}{\frac{a_{n-1} a_n}{S}} P_{n-1} - (P_{n-2} - P_n) \operatorname{tg} \rho.$$

On tire de ces équations :

$$\alpha_6 = 18\ 958^k$$

$$\alpha_5 = 13\ 193$$

$$\alpha_4 = 10\ 237$$

$$\alpha_3 = 7\ 765$$

$$\alpha_2 = 6\ 815$$

Ayant les valeurs de α , on en déduit celles des $\varphi + \chi$ par la formule suivante :

$$\varphi_n + \chi_n = \frac{A_n}{S} (\alpha_n + \alpha_{n+1}) - B_n P_n$$

$$\frac{A_n}{S} = p_n \frac{\cos \rho}{\cos (\alpha_n + \rho)} = p_n \frac{fn}{a_{n+1}}$$

$$B_n = p_n \frac{\frac{b_n^2}{\Omega_n}}{a_n a_{n+1}} \frac{\cos \rho}{\cos (\alpha_n + \rho)} = \frac{p_n \frac{b_n^2}{\Omega_n}}{a_n a_{n+1}} \frac{fn}{S}$$

On en déduit :

$$\varphi_6 + \chi_6 = \frac{A_6}{S} \alpha_6 - B_6 P_6 = - 47\ 253^k$$

$$\varphi_5 + \chi_5 = \frac{A_5}{S} (\alpha_6 + \alpha_5) - B_5 P_5 = - 27\ 047$$

$$\varphi_4 + \chi_4 = \frac{A_4}{S} (\alpha_5 + \alpha_4) - B_4 P_4 = - 17\ 670$$

$$\varphi_3 + \chi_3 = \frac{A_3}{S} (\alpha_4 + \alpha_3) - B_3 P_3 = - 14\ 033$$

$$\varphi_2 + \chi_2 = \frac{A_2}{S} (\alpha_3 + \alpha_2) - B_2 P_2 = - 8\ 760$$

$$\varphi_1 + \chi_1 = \frac{A_1}{S} \alpha_2 - B_1 P_1 = - 11\ 311.$$

Mais nous pouvons reprendre, pour chaque panneau, les équations d'équilibre que donne la statique. Ces équations, au nombre de 3, ont été établies plus haut. Nous les reproduisons ci-dessous :

$$(\beta + \varepsilon) \cos \rho + (\chi + \varphi) \sin \alpha = - P$$

$$(\beta - \varepsilon) \sin \rho + (\chi - \varphi) \cos \alpha = - V$$

$$(\beta - \varepsilon)h = - X$$

Appelons μ la valeur connue de $\chi + \varphi$ et résolvons ces équations; nous trouverons :

$$\beta = -\frac{P}{2 \cos \rho} - \frac{X}{2h} - \mu \frac{\sin \alpha}{2 \cos \rho}$$

$$\varepsilon = -\frac{P}{2 \cos \rho} + \frac{X}{2h} - \mu \frac{\sin \alpha}{2 \cos \rho}$$

$$\chi = -\frac{1}{2 \cos \alpha} \left(\frac{X \sin \rho}{h} - V \right) + \frac{\mu}{2}$$

$$\varphi = -\frac{1}{2 \cos \alpha} \left(\frac{X \sin \rho}{h} - V \right) + \frac{\mu}{2}$$

Ces expressions nous ont permis de calculer les valeurs de β , ε , χ et φ , consignées au tableau n° 4 (page 227).

Arrivons au deuxième cas : le tablier n'est pas surchargé et l'action du vent est de 270^{kg} par mètre carré.

Nous aurons encore à employer les formules 6, 7, 8, 9 et 10.

Toutefois, comme $\frac{\alpha_1}{S_1}$ n'est pas nul, attendu que l'arbalétrier quitte son appui, la formule (10) sera :

$$\alpha_2 + \alpha_1 = \frac{r_2 + r_3}{q_2} - \frac{q_3 + p_2 + 2}{q_2} (\alpha_3 + \alpha_2) - \frac{p_3}{q_2} (\alpha_4 + \alpha_3)$$

Les coefficients p et q , qui sont uniquement fonction des longueurs et des sections des barres, ne sont pas changés; mais les coefficients r doivent être calculés à nouveau.

Ces calculs faits, nous avons :

$$\begin{aligned} \alpha_5 + \alpha_6 &= 67\,513,70 - 7,0281 \alpha_6 \\ - (\alpha_4 + \alpha_5) &= 296\,221,50 - 39,7744 \alpha_6 \\ \alpha_3 + \alpha_4 &= 1\,502\,131,80 - 193,8093 \alpha_6 \\ - (\alpha_2 + \alpha_3) &= 6\,611\,212,00 - 858,6145 \alpha_6 \\ \alpha_1 + \alpha_2 &= 27\,663\,247,00 - 3\,588,7270 \alpha_6 \end{aligned}$$

Additionnant membre à membre ces équations, il vient :

$$\alpha_6 + \alpha_1 = 36\,140\,326 - 4\,687,9533 \alpha_6$$

La pile tend à être renversée et le pied de l'arbalétrier situé du côté du vent se soulève en tendant le tirant.

Soient π la réaction verticale de l'appui comprimé (fig. 121);

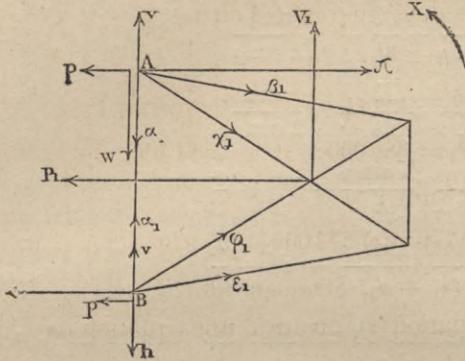


Fig. 121.

w sa réaction horizontale;

τ la composante verticale de la réaction du tirant;

h sa composante horizontale;

v et p les forces élémentaires appliquées à l'extrémité de l'entretoise.

Nous pouvons écrire que la somme des projections

sur AB de toutes les forces qui s'exercent séparément en A et B est nulle, pour chacun de ces points.

$$\beta_1 \sin \rho + \chi_1 \cos \alpha_1 - v + \alpha_1 + w = 0$$

$$\varepsilon_1 \sin \rho + \varphi_1 \cos \alpha_1 + v + \alpha_1 - h = 0$$

d'où :

$$(a) \quad (\beta_1 + \varepsilon_1) \sin \rho + (\varphi_1 + \chi_1) \cos \alpha_1 + 2\alpha_1 + w - h = 0.$$

Mais nous avons, par application de la formule (4) :

$$\varphi_1 + \chi_1 = \frac{A_1}{S} (\alpha_1 + \alpha_2) - B_1 P_1$$

et aussi comme ci-dessus :

$$\beta_1 + \varepsilon_1 = - \frac{P_1}{\cos \rho} - (\varphi_1 + \chi_1) \frac{\sin \alpha_1}{\cos \rho}.$$

Introduisons dans l'équation (a) l'expression de $\beta_1 + \varepsilon_1$; nous aurons :

$$(\varphi_1 + \chi_1) \left(\cos \alpha_1 - \frac{\sin \alpha_1 \sin \rho}{\cos \rho} \right) - P_1 \operatorname{tg} \rho + w - h + 2\alpha_1 = 0.$$

Enfin remplaçons $\varphi_1 + \chi_1$ par son expression :

$$(b) \quad \frac{A_1 \cos(\alpha_1 + \rho)}{S \cos \rho} (\alpha_1 + \alpha_2) - B_1 P_1 \frac{\cos(\alpha_1 + \rho)}{\cos \rho} - P_1 \operatorname{tg} \rho + w - h + 2\alpha_1 = 0.$$

Mais

$$w + h = V_0$$

V_0 étant la somme des forces dues au vent; d'où :

$$w - h = V_0 - 2h$$

$$V_0 = 127\ 370^k; \quad h = \tau \operatorname{tg} \rho; \quad \tau = \frac{X_0}{a_1} - \frac{P_0}{2};$$

$$X_0 = 5\ 915\ 700; \quad P_0 = 386\ 000; \quad v = 14\ 700.$$

L'équation (b) devient par suite :

$$0,659979 (\alpha_1 + \alpha_2) - (0,019663 + \operatorname{tg} \rho) 373\ 000 + 97\ 970 + 2\alpha_1 = 0.$$

Mais nous avons ci-dessus ($\alpha_1 + \alpha_2$) et α_1 en fonction de α_0 . En portant ces valeurs dans l'équation (c), on aura une équation en α_0 .

On a ainsi trouvé :

$\alpha_0 =$	7 713	$\varphi_0 + \chi_0 =$	- 20 734
$\alpha_5 =$	5 597	$\varphi_5 + \chi_5 =$	- 12 594
$\alpha_4 =$	4 968	$\varphi_4 + \chi_4 =$	- 8 923
$\alpha_3 =$	2 282	$\varphi_3 + \chi_3 =$	- 8 283
$\alpha_2 =$	9 137	$\varphi_2 + \chi_2 =$	- 1 691
$\alpha_1 =$	- 26 315	$\varphi_1 + \chi_1 =$	- 23 134

En appliquant les mêmes formules que pour le cas précédent, nous avons trouvé les valeurs de β , ε , φ et χ consignées au tableau n° 5 (page 228).

Ces résultats méritent qu'on s'y arrête un instant. Ils montrent combien est erronée l'hypothèse ordinairement admise et d'après laquelle $\varphi + \chi = 0$; ils font voir, en outre, combien est importante sur les treillis l'influence des poids.

Dans le premier cas considéré, vent de 150^k avec surcharge, la valeur de $\varphi + \chi$ tient uniquement au poids. Cette valeur serait nulle, si on ne considérait que les efforts du vent, en admettant toutefois que les pieds des arbalétriers continuent à être fixes. La compression dans les barres du treillis du panneau 6 est de $38\ 082^k$, au lieu de $34\ 556^k$, chiffre trouvé en faisant $\varphi + \chi = 0$, c'est-à-dire, en négligeant l'action des poids.

Cette action des poids est si considérable que les barres comprimées du panneau 6 travaillent un peu plus dans le cas du vent de 150^k , avec surcharge, que dans celui du vent de 270^k sans surcharge.

On ne saurait donc négliger l'action des poids pour le calcul des treillis employés dans des constructions de ce genre.

Il nous a paru intéressant de rechercher quel est le rôle des entretoises horizontales dans la distribution des efforts, et nous avons refait le calcul des valeurs $\varphi + \chi$ (cas du vent de 270^{kg} sans surcharge) en admettant que ces entretoises sont supprimées, à l'exception bien entendu de celle qui se trouve au pied de la pile.

Ce calcul se fait de la même manière que ceux qui précèdent. On a encore :

$$\beta_n + \varepsilon_n = -\frac{P_n}{\cos \rho} - (\varphi_n + \chi_n) \frac{\sin \alpha_n}{\cos \rho}$$

Et comme aucune force ne s'exerce suivant l'axe des entretoises supprimées, on a pour l'équation qui établit la relation des forces s'exerçant dans deux panneaux consécutifs :

$$0 = (\beta_n + \varepsilon_n) \sin \rho - (\beta_{n-1} + \varepsilon_{n-1}) \sin \rho + (\chi_n + \varphi_n) \cos \alpha_n \\ + (\chi_{n-1} + \varphi_{n-1}) \cos \alpha_{n-1}.$$

L'équation différentielle entre les allongements des lignes d'un croisillon est :

$$E a_n a_{n+1} \left(\frac{da_n}{a_n} + \frac{da_{n+1}}{a_{n+1}} \right) + \frac{b_n^2}{\Omega_n} (\beta_n + \varepsilon_n) + \frac{f_n^2}{\omega_n} (\varphi_n + \chi_n) = 0$$

E étant le coefficient d'élasticité.

Remplaçant $(\beta_n + \varepsilon_n)$ par sa valeur, on a :

$$\varphi_n + \chi_n = \frac{a_n a_{n+1}}{\frac{f_n^2}{\omega_n} + \frac{b_n^2}{\Omega_n} \frac{\sin \alpha}{\cos \rho}} E \left(\frac{da_n}{a_n} + \frac{da_{n+1}}{a_{n+1}} \right) - \frac{b_n^2 P_n}{\frac{f_n^2}{\omega} + \frac{b_n^2}{\Omega_n} \sin \omega}.$$

Soit S la section de l'entretoise conservée et posons :

$$ES \frac{da_n}{a_n} = \alpha_n \quad ES \frac{da_{n+1}}{a_{n+1}} = \alpha_{n+1}.$$

Nous aurons :

$$\varphi_n + \chi_n = \frac{A_n}{S} (\alpha_n + \alpha_{n+1}) - B_n P_n$$

$\frac{A_n}{S}$ et B_n ayant les mêmes valeurs que ci-dessus; et nous arrivons finalement à l'équation :

$$p_n (\alpha_n + \alpha_{n+1}) + q_n (\alpha_{n-1} + \alpha_n) - r_n = 0$$

p_n, q_n et r_n ayant les mêmes valeurs que dans le calcul précédent.

Nous avons donc les cinq équations :

$$\begin{aligned} p_6(\alpha_6 + \alpha_7) - q_6(\alpha_6 + \alpha_5) - r_6 &= 0 \\ p_5(\alpha_6 + \alpha_5) + q_5(\alpha_3 + \alpha_4) - r_5 &= 0 \\ p_4(\alpha_3 + \alpha_4) + q_4(\alpha_4 + \alpha_3) - r_4 &= 0 \\ p_3(\alpha_4 + \alpha_3) + q_3(\alpha_3 + \alpha_2) - r_3 &= 0 \\ p_2(\alpha_3 + \alpha_2) + q_2(\alpha_2 + \alpha_1) - r_2 &= 0 \end{aligned}$$

α_7 étant nul, on a :

$$\begin{aligned} \alpha_6 + \alpha_5 &= 67\,513,7 - 0,42367 \alpha_6 \\ \alpha_5 + \alpha_4 &= 7\,448 + 0,22034 \alpha_6 \\ \alpha_4 + \alpha_3 &= 26\,716 - 8,13969 \alpha_6 \\ \alpha_3 + \alpha_2 &= 4\,389 + 0,099205 \alpha_6 \\ \alpha_2 + \alpha_1 &= 12\,540 - 0,076214 \alpha_6 \end{aligned}$$

Retranchant membre à membre la 2^e équation de la 1^{re}, et la 4^e de la 3^e, et additionnant les résultats avec la 5^e, on a :

$$\alpha_6 + \alpha_1 = 94\,932,7 - 0,959\,119 \alpha_6$$

Mais nous avons encore ici (équation c) :

$$0,659\,979(\alpha_1 + \alpha_2) - (0,019\,665 + \text{tg } \rho) + 97\,970 + 2\alpha_1 = 0.$$

Finalement on arrive à :

$\alpha_6 = 78\,296$	$\varphi_6 + \chi_6 = - 372$
$\alpha_5 = - 43\,955$	$\varphi_5 + \chi_5 = - 3\,765$
$\alpha_4 = 68\,615$	$\varphi_4 + \chi_4 = - 1\,082$
$\alpha_3 = - 52\,836$	$\varphi_3 + \chi_3 = - 2\,613$
$\alpha_2 = 64\,992$	$\varphi_2 + \chi_2 = - 1\,137$
$\alpha_1 = - 58\,420$	$\varphi_1 + \chi_1 = - 3\,714$

On voit que les valeurs $\varphi + \chi$ sont très faibles; mais en revanche les valeurs de α sont très élevées. Cela montre bien que si les entretoises ont pour effet de s'opposer à une égale répartition des efforts entre les deux barres du treillis, elles ont aussi pour résultat d'empêcher les vibrations qui tendent à se produire par l'écartement ou le rapprochement des arbalétriers.

Elles servent d'ailleurs de base à un puissant entretoisement horizontal.

Cette discussion est de nature à montrer que la grande pile se trouvera placée dans des conditions très satisfaisantes de résistance.

VIADUC DE GARABIT

TABEAU N° 1.

Calcul de la pile. (Première méthode.)

Surcharge de 4800^k. — Vent de 150^k.

NUMÉROS des PANNEAUX	cos α	h ₂	P	V	χ	β	ε	χ=—φ
6	0,53853	2 ^m 9157	558 000 kg	55 000kg	474 000 ^{kg}	— 331 921 ^{kg}	— 229 499	— 34 456 kg
5	0,63667	4,0016	584 000	60 250	1 038 000	— 423 540	— 464 040	— 24 837
4	0,72330	5,4117	611 000	65 650	1 669 000	— 470 679	— 144 065	— 20 500
3	0,78550	6,2163	637 000	71 200	2 332 000	— 509 519	— 431 384	— 48 796
2	0,83050	7,3179	664 000	76 900	3 089 000	— 544 546	— 423 522	— 48 363
1	0,86359	8,4177	691 000	82 750	3 884 000	— 578 258	— 416 976	— 48 478

VIADUC DE GARABIT

TABLEAU N° 2.

Calcul de la pile (Première méthode.)

Vent de 270^{kg} sans surcharge.

NUMÉROS des Panneaux	cos α	h_2	P	V	χ	β	ε	$\chi = -\varphi$
6	»	»	243 000 ^{kg}	70 940 ^{kg}	537 489 ^{kg}	- 223 139 ^{kg}	- 34 329 ^{kg}	- 47 030 ^{kg}
5	»	»	260 000	80 390	4 227 066	- 290 430	- 28 836	- 35 500
4	»	»	295 000	90 410	2 130 026	- 356 821	+ 60 013	- 30 535
3	»	»	322 000	100 400	3 078 519	- 409 455	+ 88 483	- 28 998
2	»	»	347 000	110 360	4 126 246	- 456 440	+ 107 284	- 29 042
1	»	»	373 000	120 890	5 276 495	- 501 406	+ 125 255	- 30 008

VIADUC DE GARABIT

TABEAU N° 3.

Calcul de la pile. (Première méthode.)

Efforts et coefficients de travail maximum dans les barres de la pile.

NUMÉROS des PANNEAUX	ARBALÉTRIERS			TREILLIS		
	EFFORT	SURFACE Ω	COEFFICIENT DE TRAVAIL	EFFORT	SURFACE Ω	COEFFICIENT DE TRAVAIL
6	331 921 ^{kg}	66 000	5,03	45 213 ^{kg}	9 432	4,79
5	423 540	76 800	5,51	35 500	9 432	3,76
4	470 679	87 600	5,37	30 535	9 432	3,23
3	509 519	87 600	5,81	28 998	9 432	3,07
2	544 546	98 400	5,53	29 042	9 432	3,07
1	578 258	98 400	5,87	30 008	9 432	3,18

VIADUC DE GARABIT

Calcul de la pile. (Deuxième méthode.)

Surcharge de 4800^{kg}. — Vent de 150^{kg}.

NUMÉROS des PANNEAUX	b	Log f	2Ω	2 ⁰⁰	p	q	m	n	r ₁	$\frac{A}{S}$	BP
6	9,5309	1,0508569	66 000	9 432	0,128300	0,3028266	0,042022	0,050448	50 077 ^{kg} ,476	0,28848	52 722 ^k
5	10,00	1,1102202	76 800	9 432	0,231190	0,4443525	0,038514	0,040084	44 179,218	0,41969	40 901
4	10,00	1,1581647	87 600	9 432	0,339491	0,5670704	0,032416	0,034711	39 136,041	0,55629	30 704
3	10,00	1,2057352	87 600	9 432	0,476008	0,6702405	0,029137	0,026310	33 317,863	0,66474	26 000
2	10,00	1,2314820	98 400	9 432	0,577139	0,7512390	0,022732	0,022384	27 768,744	0,75164	19 719
1	10,00	1,2947303	98 400	9 432	0,659979	»	0,019665	»	»	0,81769	16 884

NUMÉROS des PANNEAUX	α	α	φ + λ	β	ε	λ	φ	log sin α	log cos α
6	α ₁ = 5 ^m 00 7,099	15 958 ^{kg}	-47 252 ^{kg}	-311 891 ^{kg}	-209 469 ^{kg}	-58 082 ^{kg}	+10 830 ^{kg}	1,9256236	1,7312125
5	9,302	13 193	-27 047	-413 048	-153 548	-38 380	+11 333	1,8871264	1,8039213
4	11,504	10 237	-17 670	-464 541	-137 927	-29 335	+14 665	1,8391819	1,8593214
3	13,706	7 765	-14 033	-505 150	-127 015	-25 812	+14 779	1,7916144	1,8951351
2	15,909	6 815	-8 760	-542 091	-121 067	-22 743	+13 983	1,7458646	1,9195419
1	18,111	0	-11 311	-575 389	-113 107	-24 133	+12 822	1,7026163	1,9363032

OBSERVATIONS :
 S constant = 4224
 $\frac{b^2}{p_n \Omega_n}$
 $m = \frac{a_n u_{n+1}}{a_n u_n + 1}$
 $\frac{S}{b_{n-1}}$
 $q_n = \frac{b_{n-1}}{\Omega_{n-1}}$
 $n = \frac{a_{n-1} a}{a_{n-1} a}$
 $\lg e = 0,9188$
 Log sin p = 1,0421988
 Log cos p = 1,9973466

VIADUC DE GARABIT

TABLEAU N° 5.

Calcul de la pile. (Deuxième Méthode.)

Pas de surcharge. — Vent de 270^k.

NUMÉROS des PANNEAUX	V	BP	α	φ + λ	β	ε	λ	φ
6	20 445 ^{kg}	22 959	7, 713 ^{kg}	— 20 734	— 231 948 ^{kg}	— 12 541 ^{kg}	— 57 397 ^{kg}	+ 36 663 ^{kg}
5	18 956	18 178	5, 597	— 12 594	— 282 214	+ 37 052	— 41 797	+ 29 203
4	17 887	14 800	4, 968	— 89 23	— 353 721	+ 63 113	— 93 497	+ 26 074
3	15 660	13 102	2, 282	— 82 83	— 406 876	+ 88 062	— 33 139	+ 24 856
2	11 954	10 274	9, 137	— 16 91	— 454 883	+ 108 811	— 29 887	+ 28 196
1	»	9 088	— 26, 315	— 231 34	— 495 538	+ 131 123	— 41 575	+ 18 441

VIADUC DE GARABIT

TABLEAU N° 6.

Calcul de la pile. (Deuxième méthode.)

Efforts et coefficients de travail maximum.

NUMÉROS des PANEAUX	ARBALÉTRIERS			TREILLIS			OBSERVATIONS
	EFFORTS	SURFACES 200	COEFFICIENTS	EFFORTS	SURFACES 20	COEFFICIENTS	
6	311 891	66 000	4,72	58 082	9 342	6,2	Le chiffre souligné appartient au cas du vent avec surcharge. Tous les autres pour les treillis appartiennent au deuxième cas.
5	413 048	76 800	5,38	41 797	9 342	4,47	
4	464 541	87 600	5,30	34 997	9 342	3,70	
3	505 450	87 600	5,76	33 439	9 342	3,50	
2	542 091	98 400	5,50	29 887	9 342	3,20	
1	575 389	98 400	5,84	41 575	9 342	4,45	

CHAPITRE V

INSTALLATIONS, PROCÉDÉS DE MONTAGE, DÉPENSES DE MISE EN PLACE

PREMIÈRE PARTIE

VIADUCS ET SOUBASSEMENTS EN MAÇONNERIE

§ 90. — Dispositions des lieux et des ouvrages.

Afin de simplifier la description qui suit, nous désignerons par A, B, C et D la culée et les trois piles du viaduc Marvéjols, par E et F la pile et la culée du viaduc Neussargues, par 1, 2, 3, 4 et 5 les soubassements des piles métalliques.

Le projet ayant été approuvé vers le milieu de 1880, la fin de la campagne a été consacrée à des installations et à des fouilles; on a pu cependant commencer les maçonneries de la pile principale 4.

Les ouvrages A, B, C, D, 1, 2, 3, 4, situés sur la rive gauche de la Trueyre, ont été exécutés en 1881; les ouvrages 5, E et F, situés sur la rive droite, ont fait l'objet de la campagne de 1882; le soubassement 5 avait toutefois reçu un commencement d'exécution dès 1881.

L'importance des échafaudages à établir sur la rive droite explique pourquoi les travaux ont été ainsi échelonnés.

La route nationale n° 3 se développe en lacets sur le coteau de rive gauche et passe auprès du soubassement de la pile 4. Les principales installations de l'entreprise ont été établies en ce point sur le bord de la route.

Les carrières de moellons de parement et de pierres de taille se trouvaient sur la rive gauche, où la route apportait aussi le sable

et la chaux. Les carrières de moellons ordinaires se trouvaient sur les deux rives. Tous les ouvrages de la rive gauche et le sou-bassement de la pile 5 ont été établis avec des moellons ordinaires de la rive gauche. Les autres ouvrages, situés sur la rive droite, l'ont été avec des moellons ordinaires de la rive droite.

Une machine à vapeur puisait l'eau dans la Trueyre et des conduites en fer la distribuait aux divers chantiers. Un pont de service de 32 mètres de hauteur reliait les deux rives de la Trueyre. Un appareil téléphonique mettait en communication le principal chantier de la rive droite avec le bureau du représentant de l'entrepreneur.

§ 91. — Maçonneries de fondation.

Les fondations ont été, sur tous les points, exécutées sans difficulté et n'ont donné lieu qu'à des épaissements sans importance.

Sur la rive gauche, la fouille la plus profonde, celle de la pile B, a atteint 7 mètres et a nécessité, pour la descente des matériaux, l'emploi d'un treuil à main. Pour les autres fouilles, on a eu recours à des passerelles volantes en madriers, inclinées selon qu'il était nécessaire. On avait eu soin d'approvisionner les moellons de chaque ouvrage, de sorte que le service des maçonneries de fondation a été des plus simples.

Pour les ouvrages de rive droite, on a servi les maçons de la manière qui sera indiquée plus loin. Le plafond de chaque fouille a été réglé suivant de grands redans légèrement inclinés vers la montagne.

§ 92. — Maçonneries en élévation.

Bien que chacun des ouvrages n'eût qu'une médiocre importance, leur ensemble constituait une entreprise importante et leur distribution sur une longueur de 500 mètres environ créait d'assez grandes difficultés.

Les maçonneries du viaduc Marvéjols ont été exécutées au moyen d'un pont de service, à deux étages, latéral à l'ouvrage, sur toute sa longueur, et muni d'un avant-bec au-dessus de chaque pile. On accédait directement du terrain naturel à l'étage inférieur; mais pour amener les matériaux à l'étage supérieur, on a dû créer un plan incliné sur lequel des wagonnets étaient mis en mouvement par un système funiculaire. Ce système était actionné par la machine à vapeur qui servait en même temps à la fabrication du mortier.

Des passerelles volantes en madriers, partant soit du terrain naturel, soit de l'un des étages du pont de service permettaient aux manœuvres de distribuer les matériaux aux diverses équipes de maçons.

Le mortier arrivait à l'étage supérieur de la même manière que les moellons; il était distribué au moyen de couloirs ayant leurs orifices sur les avant-becs qui ont en outre servi à la descente d'une partie des moellons.

Les soubassements des piles 1, 2 et 3, ont pu, à raison de leur faible hauteur, être exécutés avec de très sommaires échafaudages. Une passerelle de service permettait d'apporter à la pile 3 le mortier qu'une turbine mue par un cheval préparait auprès de la pile 2. Le mortier nécessaire aux maçonneries de la pile 1 était pris à l'extrémité du pont de service du viaduc d'accès Marvéjols, où il arrivait par un couloir partant de l'étage supérieur.

Pour approvisionner les maçons du soubassement de la pile 4, on s'est servi, jusqu'au niveau de la route nationale, de passerelles volantes partant du terrain naturel. Au-dessus de ce niveau, on a dû recourir à un échafaudage composé de deux pylones reliés entre eux, à leur sommet, par une sorte de tablier en bois. Au sommet de chaque pylone se trouvait un treuil qui commandait un système de bennes. Les moellons étaient amenés de la route, au pied de chaque pylone, dans des bennes chargées sur des wagonnets. Les bennes étaient accrochées au câble du treuil qui les élevait jusqu'à un plancher établi dans le pylone à la hauteur commandée par le degré d'avancement du travail. Ce plancher

était, selon l'usage, muni de trappes. Les moellons qui s'y trouvaient d'abord déposés étaient ensuite portés par les manœuvres, sur les maçonneries, au moyen de madriers inclinés formant passerelles volantes.

Le mortier arrivait par une voie établie au bas des pylones, dans des bennes posées sur chariot. Ces bennes étaient élevées par un treuil placé au milieu du tablier qui réunit les sommets des pylones, jusqu'au niveau d'un plancher d'où le mortier était distribué. Ce plancher était déplacé au fur et à mesure de l'avancement du travail.

Le treuil placé sur un avant-bec, au niveau du premier étage du pylone de gauche, a servi pendant l'exécution d'une partie du pied-droit correspondant.

L'estacade élevée devant la pile 5 s'épanouissait, à son sommet, en un plancher, à trois ailes, appuyé sur des poutres horizontales et sur les parois rocheuses de la fouille.

Les moellons et le mortier étaient apportés de la rive gauche, au moyen du grand pont de service. Le mortier arrivait dans des bennes cylindriques posées sur chariot. Ces bennes étaient élevées à l'aide de treuils établis au sommet de l'estacade et vidées dans une caisse portée par un wagonnet. Cette caisse était roulée jusqu'au sommet des couloirs à mortier.

Les moellons franchissaient le pont de service dans des caisses carrées à galets (*) pouvant circuler sur les voies de service. Ces caisses étaient conduites au pied de l'estacade de la pile 5 et élevées de la même manière que les bennes à mortier, jusque sur le plancher où elles étaient amenées, par les voies et plaques tournantes, au-dessus des trappes pratiquées dans ce plancher. Des treuils à frein permettaient de les faire descendre au niveau des maçonneries.

Les treuils destinés à élever le mortier et les moellons étaient mus par une machine à vapeur.

Le viaduc d'accès Neussargues se trouvait dans des conditions plus difficiles au point de vue des approvisionnements. La chaux,

(*) Ces caisses ont aussi servi aux approvisionnements à faire pour la culée Neussargues.

le sable et les moellons de parement devaient y être amenés de la rive gauche, tandis que les moellons ordinaires étaient fournis par des carrières situées sur le plateau de la rive droite.

Il convenait par suite de disposer les installations de manière à les faire servir, non seulement à la construction proprement dite, mais encore aux transports de matériaux de la rive gauche jusqu'au sommet de la rive droite.

Les treuils à vapeur de l'estacade établie devant la pile 5 permettaient d'élever les bennes (cylindriques pour le sable, cubiques pour le moellon) jusqu'au plancher qui la couronne. Les bennes étaient reprises successivement par les treuils à vapeur d'une estacade intermédiaire, puis par les treuils, de même genre, du pont de service latéral au viaduc d'accès Neussargues, enfin pour le sable, par les treuils à main de l'estacade supérieure. Les moellons étaient disposés auprès de l'estacade supérieure, tandis que le sable a été mis en dépôt à l'extrémité de cette estacade.

Ces approvisionnements ont été faits pendant l'hiver de 1881 à 1882. La chaux et le sable ont été mis en dépôt sur la plate-forme de lancement Neussargues où se trouvait le broyeur à mortier.

Les moellons ordinaires ont été placés en partie auprès du pont de service, en partie sur le plateau.

Les maçonneries de la pile E ont été servies de la manière suivante :

Une voie reliant le plateau au pont de service permettait d'y porter les moellons qui étaient conduits à l'extrémité de ce pont d'où ils étaient descendus, au moyen du treuil à vapeur, jusqu'au terrain naturel pour les maçonneries de superstructure. Des manœuvres les transportaient, de leur lieu de dépôt sur la pile, en passant sur des madriers inclinés.

Les bennes servant au transport des moellons étaient munies de galets, ou bien posées sur des wagonnets, et pouvaient circuler sur les voies de service.

Le mortier était, ainsi qu'on l'a dit plus haut, fabriqué par une turbine mue par un cheval et établie sur la plate-forme du lancement. On le transportait à la brouette du gâchoir sur le pont de service. Là, il était repris à la pelle et jeté dans une caisse

portée par un wagonnet. De cette caisse il passait dans des bennes cylindriques qui suivaient la même voie que les caisses à moellons. On aurait évité ces reprises multipliées en établissant le gâchoir au niveau du pont de service et non à un niveau inférieur, comme on l'a fait.

Le service des maçonneries de la culée F a été fait de la manière suivante :

Pour les maçonneries de fondation, les moellons ont été amenés sur le pont de service et descendus dans les fouilles à l'aide d'un treuil, établi en encorbellement sur le côté droit de ce pont. Pour les maçonneries en élévation, les moellons ont été apportés à bras d'hommes au moyen de madriers partant du terrain naturel et formant passerelle volante.

Le mortier arrivait sur le pont de service de la même manière que pour la pile E; un couloir en planches l'amenait ensuite sur les maçonneries.

§ 93. — Pierres de taille.

Les pierres de taille ont été apportées au pied des échafaudages de rive gauche, sur des diables traînés chacun par une paire de bœufs. Pour la pile 5, le bardage a été fait par le pont de service et n'a présenté d'intérêt que pour les pierres de retombée. Ces pierres pesaient 3350 kilogrammes; elles mesuraient 1^m,55 de longueur, 1^m,34 de largeur et 0^m,85 d'épaisseur.

Les pierres de taille du viaduc Neussargues ont été apportées au lieu d'emploi par un mauvais chemin établi sur la rive droite. Il fallait deux paires de bœufs pour traîner une seule pierre pesant 1417 kilog. et présentant 1^m,62 de longueur.

La mise en place des pierres de taille n'a présenté quelques difficultés que pour les piles 4 et 5. On a d'abord consolidé l'échafaudage de la pile 4; puis on a établi, sur la passerelle qui amenait de la route aux pylones, un treuil actionné par quatre leviers, à raison de deux hommes par levier; les blocs, entourés d'une forte élingue, ont été hissés sur un échafaudage volant établi au niveau

du sommet de la pile. Pour la pose des pierres de retombée de cette pile, on a employé un treuil Mégy. La *planche LVI* indique suffisamment comment cette opération a été exécutée pour qu'il n'y ait pas lieu de la décrire ici.

La pierre de taille de la pile 5 a été chargée sur des wagonnets et conduite par le pont de service établi sur la Trueyre au pied de l'estacade. Cette estacade a été consolidée et, de plus, on a établi un plan incliné sur lequel chaque pierre a glissé jusqu'au niveau du plan d'implantation de la pile. A partir de ce niveau, les blocs s'élevaient verticalement (*planche LIV*).

La mise en place des pierres de retombée de cette pile a eu lieu comme pour la pile 4.

§ 94. — Service de l'eau.

Le service de l'eau était assuré par une pompe aspirante et foulante, sortie des ateliers Thirion, à Paris, et établie sur la rive gauche de la Trueyre, à 8 mètres au-dessus de l'étiage. Le mouvement était donné par une machine à vapeur de 10 chevaux placée à proximité de la pompe.

Les tuyaux de conduite étaient en fer et mesuraient 0^m,063 de diamètre intérieur et 0^m,004 d'épaisseur. Le tuyau partant de la pompe se divisait, à quelques mètres de celle-ci, en deux branches, dont l'une se dirigeait vers le viaduc d'accès Marvéjols et desservait tous les chantiers de rive gauche, tandis que l'autre s'élevait au sommet du pont de service, franchissait la Trueyre en suivant la main courante de ce pont, et desservait tous les chantiers de rive droite.

Du côté Marvéjols, la colonne d'eau atteignait une hauteur de 106 mètres. Au droit de chaque soubassement et dans l'intervalle de deux piles consécutives du viaduc d'accès, on avait embranché des conduites secondaires qui amenaient l'eau dans des caisses où on la reprenait, soit pour l'ébousinage des moellons, soit pour la confection du mortier.

Du côté Neussargues, on avait établi un relai au niveau du générateur qui fournissait la vapeur aux deux treuils. On utilisait

l'excès de puissance de ce générateur pour élever l'eau du réservoir placé à son niveau, à la hauteur de la culée Neussargues. La conduite versait l'eau dans une caisse établie en tête de la culée et de petits tuyaux la distribuaient aux chantiers d'ébousinage et de fabrication du mortier.

L'ajustage des tuyaux avait lieu par le rapprochement d'un bout mâle et d'un bout femelle. Pour rendre le joint étanche, on intercalait entre les deux couronnes une rondelle en caoutchouc de 0^m,001 d'épaisseur.

Le serrage des joints était effectué au moyen de 4 boulons. Les couronnes avaient un diamètre de 0^m,045 et une épaisseur de 0^m,015 à 0^m,020.

La conduite présentait, sur son parcours, des coudes nombreux où l'air s'accumulait et donnait lieu à des coups de bélier, ce qui, une fois, a occasionné la rupture du réservoir à air de la pompe. Pour éviter de semblables accidents, on a pratiqué, au-dessus des coudes, de petites ouvertures que l'on ouvrait de temps en temps pour permettre à l'air de se dégager.

Lorsqu'après la pose des parties métalliques on a repris les travaux de maçonnerie, on a dû réinstaller la conduite. La pompe et la machine n'avaient pas été déplacées, mais la conduite s'élevait le long de la pile 4 jusqu'au sommet du tablier et déversait l'eau dans une cuve d'où partaient deux tuyaux qui se dirigeaient, en suivant le tablier et les ponts de service adjacents, vers le viaduc d'accès.

§ 95. — Achèvement des maçonneries après la pose des parties métalliques.

L'exécution des maçonneries des viaducs d'accès a dû être, pour la pose des parties métalliques, suspendue momentanément, lorsqu'on est arrivé à la cote 830,90, c'est-à-dire à 4^m,85 au-dessus du niveau des naissances des voûtes. On avait pris soin d'arrêter la voûte normalement à la douelle.

Après la pose des parties métalliques, il restait à terminer les

voûtes, les tympans et les culées, et à établir le couronnement de l'ouvrage.

Les anciennes installations ayant été démolies, on a dû en établir des nouvelles dont nous allons donner une description sommaire :

Viaduc d'accès Marvéjols. — Un pont de service, avec voie en rampe, joignait le bord du remblai de la plate-forme de lancement à l'extrémité du tablier Marvéjols. Ce pont de service reposait par des palées sur le sol, les piles et les cintres. Les palées qui portaient sur les maçonneries devaient être raccourcies au fur et à mesure de l'avancement du travail.

Sur le sommet des cintres, le niveau du tablier de ce pont n'était pas assez élevé pour permettre l'exécution des maçonneries voisines de la clef des voûtes et on a dû le démolir provisoirement pour faire ce travail.

La voie établie sur le tablier métallique se prolongeait sur le pont de service et la plate-forme de lancement, jusqu'à un hangar à mortier établi vers le milieu de la longueur et au niveau de cette plate-forme. Un branchement servait à amener sur la voie principale les moellons de toute nature approvisionnés dans le voisinage du hangar à mortier.

Le mortier était fabriqué à l'aide d'une turbine mue par un cheval et porté dans des bennes posées sur wagonnets. Les wagonnets étaient tirés par cinq ou six hommes, au moyen d'une corde. Le mortier était pris de la benne et versé par un couloir dans des caisses à distribution.

Les moellons bruts, tétués et smillés étaient chargés sur des wagonnets plats-formes qu'on amenait à bras d'homme au-dessus des maçonneries. On descendait les moellons tétués et smillés sur le sommet des cintres au moyen de madriers inclinés. On les amenait aux maçonneries, en les faisant glisser sur les couchis et en les retenant par une corde.

La distribution des moellons bruts était faite à la main par une chaîne d'ouvriers.

Les pierres de taille du couronnement, mises en dépôt à côté du hangar à mortier, étaient bardées directement sur les wagon-

nets plates-formes et amenées au lieu d'emploi comme les moellons tétués. La mise en place s'opérait au moyen de madriers et de rouleaux.

Viaduc d'accès Neussargues. — L'installation était identique à celle qui vient d'être décrite. Une partie des matériaux a été amenée par la voie établie sur le tablier métallique.

§ 96. — Renseignements sur les prix des transports verticaux.

L'ensemble de ces installations a fonctionné d'une manière satisfaisante ; cependant on aurait pu rendre moins coûteux et plus rapide le transport des matériaux au sommet du plateau de rive droite, en employant un plan incliné, ainsi qu'il a été fait pour la plupart des grands ouvrages de la ligne.

Il n'est pas sans intérêt de comparer les prix de revient du transport à la vapeur, à bras d'hommes et par des bœufs suivant un chemin dont les pentes atteignent 0^m,20 par mètre, des matériaux pris au niveau du pont de service et amenés sur le plateau de rive droite. La hauteur verticale franchie est de 95 mètres environ.

Le transport à la vapeur a été employé pour les matériaux ordinaires de maçonnerie, ainsi qu'il a été dit plus haut. Le montage à bras d'homme, avec treuil Bernier, s'est appliqué aux pièces métalliques. Les bœufs ont transporté la pierre de taille.

1^o Montage à la vapeur.

Les dépenses d'une journée étaient les suivantes :

Ouvriers	Fr.	128
Amortissement, entretien et alimentation des machines.		83
TOTAL	Fr.	<u>211</u>

Tonnes montées dans une journée : 65.

Prix de revient par tonne : $\frac{211}{65} = 3 \text{ fr. } 25 \text{ c.}$

2° Montage à bras d'hommes avec des treuils Bernier :

Ouvriers	Fr.	128
Amortissement et entretien des treuils		<u>2</u>
TOTAL	Fr.	<u>130</u>

Poids monté dans une journée : 15 tonnes.

Prix de revient par tonne : 8 fr. 66 c.

3° Transport au char à bœufs.

Deux paires de bœufs transportaient dans une journée, en faisant quatre voyages 5600^{kg}

Le prix d'une journée de deux paires de bœufs (conducteurs compris) était environ de 14^{fr}

Prix de revient par tonne : $\frac{14}{5600} = 2 \text{ fr. } 50 \text{ c.}$

Le transport par bœufs, qui est le plus économique, ne pouvait pas être appliqué sur une grande échelle.

DEUXIÈME PARTIE

MONTAGE DES PILES MÉTALLIQUES

§ 97. — Mise en place des premiers tronçons d'arbalétriers.

Les soubassements des piles 1, 2 et 3 étant peu élevés, on a pu amener à leur place les bases des piles en leur faisant parcourir, sur des rouleaux, des plans inclinés établis entre le terrain naturel et les sommets des soubassements, plans inclinés qui avaient déjà servi au bardage de la pierre de taille.

Pour les piles 4 et 5, on a dû recourir à l'emploi d'une chèvre placée sur la maçonnerie. Les macarons en pierre de taille ont été recouverts de lamés de plomb de 0^m,01 d'épaisseur sur lesquelles on a dressé les bases des arbalétriers; cela fait, on a posé les premières entretoises horizontales ainsi que le contreventement

horizontal inférieur. On a corrigé la position donnée à cet ensemble, en le déplaçant à l'aide de crics.

Le pied de la pile ayant été amené à sa place définitive, on a établi sur les entretoises un plancher couvrant toute la surface de la pile; sur ce plancher, on a dressé une chèvre de 41 mètres de hauteur que l'on tenait dans une position à peu près verticale, au moyen de quatre haubans amarrés, soit à des arbres, soit à des pieux solidement enfoncés dans le sol. De plus, un ou deux cordages de renfort, attachés à la croix de Saint-André qui consolidait la chèvre, allaient dans une direction opposée à celle du poids que l'on devait soulever, passés sur des mouffles amarrées aux arbalétriers. Enfin, on avait soin, lorsque la chèvre était dans sa position définitive, de fixer son pied par deux cordes de sens opposé que l'on amarrait aux entretoises.

On suppose la chèvre installée sur un étage, sa tête se projetant verticalement sur l'axe du dernier tronçon d'arbalétrier mis en place, et on se propose d'indiquer l'ensemble des manœuvres effectuées pour monter l'étage suivant.

L'équipe de montage, pour une pile, se composait de dix ouvriers et d'un chef. Chacun avait pour chaque opération, une place indiquée d'avance. On évitait ainsi des retards et des chances d'accident.

§ 98. — Mise en place de deux tronçons d'arbalétriers d'un étage courant.

Le tronçon à monter était lié par une chaîne, à un mètre de sa tête, et par une autre, à deux mètres plus bas; ces deux chaînes se réunissaient du côté vide de l'arbalétrier et étaient saisies par la chaîne du treuil. La traction exercée par le treuil tendait à rapprocher ces chaînes; on s'opposait à tout mouvement en les fixant au tronçon par des boulons ou des mains de levage.

Sur la face pleine du tronçon (côté des semelles), on attachait à chaque chaîne une corde de retraite, dont le but était de guider la pièce dans la marche et notamment de l'empêcher de s'accrocher aux boulons déjà placés sur le tronçon précédent. La longueur de

ces cordes de retraite a atteint jusqu'à 200 mètres ; cela était nécessaire pour diminuer la résistance qu'elles opposaient à la traction de la pièce. Les extrémités libres de ces cordages étaient tenues, après avoir été enroulées deux fois autour d'un arbre ou d'un pieu, par un ouvrier, qui donnait de la corde, lorsqu'il en recevait l'ordre du chef d'équipe. Huit hommes tournaient au treuil et le chef, placé en un point d'où il pouvait suivre l'ensemble de la manœuvre, les dirigeait le plus souvent au moyen d'un sifflet. On a élevé au moyen de la chèvre des poids de 2000 kilog. environ.

Lorsque les tronçons d'un angle étaient posés, on procédait au déplacement de la chèvre et à sa mise en place contre l'angle voisin. Cette manœuvre s'opérait comme il suit :

La chaîne de montage était amarrée à une entretoise de l'étage sur lequel on était établi ; un homme resté au treuil agissait sur la manivelle et maintenait dans un état de tension convenable la chaîne, qui jouait ainsi le rôle de hauban. Deux hommes tenaient le brin libre des deux mouffes et donnaient ou retiraient de la corde, selon le besoin. Deux ouvriers munis de pinces provoquaient le glissement de la chèvre sur le plancher. Les cinq hommes restants de l'équipe étaient à l'extrémité des grands haubans et leur donnaient du mou après les avoir détachés. La chèvre arrivée à sa nouvelle position était provisoirement maintenue par la chaîne et les cordes à moufle. On plaçait le plus rapidement possible les grands haubans dans les nouvelles directions qu'ils devaient avoir. Pour cette dernière partie de la manœuvre, l'équipe étant insuffisante, on lui adjoignait l'équipe qui servait à la réception, au déchargement et à la mise en dépôt provisoire des pierres. Cette équipe comptait en général dix hommes.

§ 99. — Mise en place des entretoises de petite face.

Lorsque les deux angles d'une petite face étaient posés, on déplaçait légèrement la chèvre en la ripant vers l'axe de la pile et la rendant parallèle à la petite face dont les angles étaient montés. L'équipe suffisait à faire cette manœuvre. On montait

ensuite l'entretoise de petite face, à laquelle on avait eu soin de joindre ses deux goussets d'attache. Quatre ouvriers tournaient au treuil; un ouvrier tenait la corde de retraite; deux autres, placés sur les arbalétriers, s'apprêtaient à la mettre en place. Le reste de l'équipe approvisionnait les petites pièces de l'étage, durant cette manœuvre, que le faible poids de la pièce rendait peu difficile.

§ 100. — Mise en place des entretoises et des pièces de treillis de la grande face.

Les quatre angles montés et les entretoises des petites faces posées, on rendait la chèvre parallèle aux grandes faces et l'on approvisionnait, sur l'étage, les entretoises et les treillis de ces faces, ainsi que les treillis des petites faces.

Cela fait, on procédait au montage des entretoises que l'on avait eu soin d'assembler à rivure au bas de la pile, lorsqu'elles étaient composées de deux morceaux. Six ouvriers tournaient au treuil, deux se trouvaient aux cordes de retraite et les deux autres, à cheval sur l'entretoise, leur caisse à outils sur les genoux, la suivaient dans son mouvement et la boulonnaient lorsqu'elle arrivait en place.

L'entretoise d'une grande face fixée, on montait les pièces de treillis de cette face, à l'aide de deux mouffles attachées à l'entretoise supérieure. Quatre ouvriers agissaient sur chaque moufle; les deux ouvriers qui étaient montés avec l'entretoise restaient en place jusqu'à ce que le treillis fût à hauteur et pût être boulonné.

On commençait toujours l'opération par les barres supérieures

§ 101. — Mise en place du treillis des petites faces.

L'opération précédente terminée, l'équipage se divisait en deux groupes et chacun de ces groupes posait le treillis des petites faces. Les pièces qui le composent étant très légères, leur mise en place n'exigeait aucune manœuvre méritant d'être décrite.

§ 102. — Transport de la chèvre d'un étage à l'étage suivant.

Pour transporter la chèvre d'un étage à l'étage suivant, on se servait d'une écoperche de 12 mètres de long et de 0^m,28 de diamètre. On plaçait son extrémité inférieure sur le gousset du treillis de la grande face, de telle sorte que son extrémité supérieure dépassât de 2 mètres l'étage monté. Trois haubans attachés à différents points de l'étage la fixaient d'une manière invariable. Deux mouffles étaient amarrées à son extrémité supérieure et quinze ouvriers élevaient la chèvre en actionnant ces mouffles.

§ 103. — Mise en place des fers du contreventement horizontal.

Le contreventement horizontal étant situé dans le même plan que les entretoises de grande et de petite face, son attache sur les arbalétriers a lieu au même point que celle de ces pièces et l'on comprend que sa mise en place, si on l'eût opérée au moment du montage général, aurait rendu impossible la rivure d'attache des entretoises à l'arbalétrier.

On a donc attendu que la pile fût complètement montée pour mettre en place les pièces du contreventement horizontal. Ces pièces, approvisionnées sur quelques madriers établis sur les entretoises de l'étage situé immédiatement au-dessous de celui auquel elles appartenaient, étaient posées à l'aide de mouffles, lorsque la rivure des entretoises était terminée. On plaçait d'abord une diagonale complète, la moufle étant attachée au croisement des barres de contreventement de l'étage supérieur. Les deux moitiés de l'autre diagonale étaient ensuite montées, la moufle étant accrochée vers le milieu d'une demi-diagonale de l'étage supérieur.

La rivure des pièces de contreventement était effectuée immédiatement après leur mise en place. La pose des montants de l'échelle suivait de près celle du contreventement.

§ 104. — Mise en place du couronnement.

Le montage des pièces constitutives du couronnement des piles n'a donné lieu à aucune manœuvre spéciale. Les entretoises qui entrent dans sa composition étaient mises en place de la même manière que celles d'un étage ordinaire; toutefois, les deux ouvriers chargés de mettre en position les extrémités de ces pièces arrivaient au sommet de la pile par la face intérieure des arbalétriers, au lieu de suivre la pièce dans son ascension. Les semelles qui reçoivent les appuis du tablier étaient approvisionnées, à l'aide de la chèvre, sur l'étage situé immédiatement au-dessous du couronnement, et étaient reprises, au moyen d'une moufle, lorsque la rivure de l'intérieur des caissons du couronnement était terminée.

Les pièces des piles 1, 2 et 3 étaient amenées directement sur le sol; celles des piles 4 et 5 étaient préalablement approvisionnées sur le couronnement en maçonnerie à l'aide d'une chèvre spéciale.

§ 105. — Rivure de la pile.

On ne commençait la rivure que lorsque le montage d'une pile était terminé. On procédait en allant du sommet vers le bas de la pile. On profitait des engins employés à la pose du couronnement pour monter les matériaux qui entraient dans la composition de l'échafaudage de rivure. Cet échafaudage était composé principalement de deux longues pièces de sapin de $0^m,20 \times 0^m,15$, posées sur champ contre les grandes faces de la pile qu'elles dépassaient de plusieurs mètres dans la partie supérieure. Ces pièces étaient maintenues par quatre mouffles amarrées d'abord au couronnement et ensuite aux entretoises de grande face. Par la manœuvre des mouffles on faisait descendre les pièces. Sur ces pièces étaient posés, parallèlement aux petites faces, de longs madriers portant un plancher qui couvrait à peu près tout l'intérieur de la pile et formait sur son pourtour une plate-forme de $4^m,30$, où se tenaient les ouvriers pour river les parties extérieures.

Toute la rivure du viaduc opérée sur le chantier de Garabit a été faite à la main.

TROISIÈME PARTIE

MISE EN PLACE DES TABLIERS

106. — Approvisionnements.

Les fers arrivaient directement par la route n° 9, près de la plate-forme de lançage Marvéjols. Ceux du tablier Neussargues étaient provisoirement déposés sur les accotements de la route, dans le voisinage de la pile 4. Le transport de ces fers à la plate-forme de lançage Neussargues s'effectuait de la façon suivante :

Les pièces, portées à l'entrée du grand pont de service, sur un diable traîné par des bœufs, étaient transbordées sur un wagonnet qui les amenait au pied de la pile 5. Au moyen d'un treuil, on les élevait sur le soubassement de cette pile ; après quoi on les bardait sur un rouleau en bois jusqu'à l'aplomb d'un treuil établi à l'extrémité de l'estacade intermédiaire. Sur cette estacade, des wagonnets recevaient les pièces et les transportaient auprès de la pile E, d'où un autre treuil les élevait sur les maçonneries du viaduc d'accès où des wagonnets les recevaient et les amenaient sur la plate-forme de lançage, en franchissant un pont de service établi, dans ce but, à l'emplacement de la voûte de 15^m. On n'a pas cru pouvoir se servir du pont de service latéral, parce que sa solidité ne paraissait pas suffisante.

Les treuils employés à ce montage étaient du système Bernier et pouvaient porter un poids de 4000 kilog. Huit hommes actionnaient chaque treuil, et le poids maximum ainsi soulevé a été de 2250 kilog.

La distance verticale à franchir entre le pont de service et le dessus de la maçonnerie de la pile E était de 90 mètres. Il fallait environ une heure et demie pour effectuer le transport d'une pièce, ce qui représente une vitesse ascensionnelle de un mètre par minute.

107. — Montage des tabliers sur rive. — Opération du lançage.

Pour monter les tabliers sur rive, on a établi, de chaque côté du viaduc, des plates-formes de lançage, présentant 18 mètres de largeur entre fossés et arrêtées à la cote 831,80. La plate-forme Marvéjols avait 145 mètres de longueur, la plate-forme Neussargues 57 mètres. Le sommet des maçonneries avait été arrêté momentanément à la cote 830,90.

La hauteur totale des appareils de lançage, dont la description sera faite plus loin, était de 4^m,30 pour les grands appareils et de 0^m,70 pour les petits, y compris les petits planchers en pin sur lesquels ils reposaient. Le dessous des poutres du tablier était donc établi à 0^m,60 au-dessus de sa position définitive, puisque la hauteur totale de ses appuis ordinaire est de 0^m,70.

Sur les maçonneries, les appareils de lançage étaient posés sur des calages en chêne de 0^m,34 de hauteur, et l'ensemble de l'installation mesurait alors une hauteur de 4^m,64, ce qui détermine la cote de 830^m,90.

La cote du sommet des galets de lançage était de 832^m,54.

Enfin, sur les plates-formes, les appareils de lançage étaient posés sur des calages enfoncés dans le sol. Il y avait un intervalle de 0^m,74 ménagé entre le dessous du tablier et le niveau de la plate-forme, ce qui explique la cote à laquelle les plates-formes ont été arrasées (831,80).

On a ajouté, à l'extrémité du tablier Marvéjols, trois panneaux du tablier central (*) et pour les deux tabliers on s'est abstenu de poser les longerons et les pièces de la passerelle sur 55^m,50 à partir de l'extrémité du tablier Marvéjols, les trois panneaux du tablier central étant compris dans cette longueur, et sur 51^m,80 à partir de l'extrémité du tablier Neussargues.

On a d'ailleurs supprimé ou simplement boulonné un certain

(*) Ces panneaux ont été placés après coup et, pour cela, il a fallu faire reculer le tablier sur la plate-forme de lançage.

nombre de pièces d'entretoisement et de contreventement qui devaient être momentanément enlevées pour permettre le passage des câbles destinés à amarrer l'arc pendant le lançage, mais on a veillé à ce que le rôle des pièces supprimées fût rempli par des pièces provisoires.

Pour le tablier Marvéjols, on a, avant tout lançage, monté sur la plate-forme une longueur de tablier de 145 mètres et l'on a fait un premier lançage qui a amené les trois panneaux du tablier central à déborder sur la pile culée. Le chemin parcouru par chacun des points du tablier a été de 93 mètres. Cette opération a eu lieu du 14 au 26 février 1882. On a ensuite monté une longueur du tablier de 78 mètres et, les 28 et 29 mai 1882, on a procédé à un nouveau lançage qui a amené les trois panneaux du tablier central à dépasser l'axe de la première pile métallique. On a pu alors achever de monter le tablier qui présentait une longueur de 282^m,30, y compris les trois panneaux du tablier central, et on a procédé, en avril et mai, à quatre lançages successifs qui ont amené les trois panneaux du tablier central à dépasser d'abord la pile 2, puis la pile 3, puis la pile 4. Enfin, le dernier de ces lançages a fait déborder de six panneaux le tablier sur la pile 4.

Le lançage a été ensuite repris après l'achèvement de l'arc, le 17 juin 1884.

Pour le tablier Neussargues, on a d'abord monté sur plate-forme 55 mètres de tablier, puis on a fait, les 16 et 17 mai 1883, un premier lançage qui a permis d'ajouter 16 mètres de tablier. Le deuxième lançage, exécuté les 26 et 27 mai, a amené deux panneaux à dépasser la pile E. On a pu alors terminer le montage; après quoi, par deux lançages effectués en juin 1884, on a amené le tablier à déborder de deux panneaux d'abord, puis de six panneaux, la pile métallique n° 5.

Des semelles supplémentaires avaient été ajoutées aux plates-bandes, de telle sorte que pendant le plus grand porte à faux, le travail des fers ne dépassât pas 8 kilog. par millimètre carré. De plus, on a ajouté 3 barres de treillis, dont l'une coupait en son milieu le montant placé à 55^m,50 de l'extrémité du tablier et les

autres coupaient de même les montants voisins du côté de cette extrémité. Ces barres supplémentaires ont été rivées au moyen de trous que l'on a percés sur place, en se servant des pièces elles-mêmes, comme gabarits.

Les extrémités des tabliers étaient reçues au-dessus des supports d'avancement sur des calages que l'on disposait en général dès que l'extrémité du tablier arrivait sur le support.

§ 108. — Montage des tabliers sur plate-forme.

On a d'abord posé, sur des calages en chêne de 0^m,75 environ de hauteur, les plates-bandes inférieures des poutres principales. Ces semelles, assemblées avec des boulons, étaient maintenues à l'écartement voulu par une des cornières des entretoises horizontales inférieures. Cela fait, on établissait sur les âmes des semelles un plancher en madriers, sur lequel on assemblait les pièces qui composent l'entretoisement vertical : la pièce de pont, les montants verticaux et les 4 contrefiches.

L'entretoisement était soulevé et mis en place à l'aide d'une moufle fixée sur la traverse d'une grue roulante établie sur une voie ayant, pour axe, l'axe du tablier. Les rails de cette voie pesaient 9 kilog. au mètre courant et étaient posés sur longrine.

On posait ensuite le contreventement horizontal. Un certain nombre de panneaux d'entretoisement étant ainsi mis en place, on établissait les plates-bandes supérieures, puis les barres de treillis, en commençant par la barre ayant sa première attache sur la plate-bande inférieure. Dès que les pièces de pont étaient rivées, on posait les longerons. Une des cornières d'attache du longeron était rivée, à l'atelier, aux pièces de pont pour chaque attache. Pour un même longeron, ces cornières appartenaient à des côtés différents, de telle sorte que le longeron pût être mis dans une direction oblique et pénétrer entre les deux pièces de pont.

Le levage de toutes ces pièces s'opérait facilement au moyen de

la grue roulante, dont la moufle pouvait se déplacer le long de la traverse supérieure.

L'atelier de rivure venait derrière l'atelier de montage. Cette rivure était opérée dans l'ordre suivant :

1° Joint des âmes; 2° joint des semelles; 3° attache des treillis; 4° attache des montants; 5° attache de l'entretoisement vertical aux montants; 6° petites attaches de l'entretoisement vertical; 7° attaches du contreventement horizontal; 8° attaches des longerons; 9° platelage.

Cet ordre n'a rien d'absolu et lorsqu'on a un nombre suffisant d'équipes, on fait marcher tout de front; on prend seulement le soin de ne pas superposer les équipes, pour diminuer les chances d'accidents.

Le nombre des ouvriers employés au montage et à la rivure du tablier Marvéjols a été moyennement de trente-cinq. On comprend d'ailleurs que le travail pourrait être partagé entre plusieurs équipes chargées : la première, de la mise en place des plates-bandes supérieures; la deuxième, de l'assemblage de l'entretoisement; la troisième, du levage de cet entretoisement, etc.; et l'on irait ainsi très rapidement.

Les premiers 145 mètres du tablier Marvéjols ont été montés en 106 jours. Le second tronçon de 78 mètres a été monté en 40 jours. Le dernier tronçon de 59^m,30 en 18 jours.

Les 55 premiers mètres du tablier Neussargues ont été montés en 33 jours; le second tronçon de 46 mètres en 10 jours; le troisième tronçon de 32^m,60 en 17 jours.

On aurait pu aller beaucoup plus vite, si cela eût été nécessaire.

Le chariot représenté sur la même planche (*planche LVII*) que la grue roulante et roulant lui-même sur les plates-bandes supérieures à l'aide de galets que les deux files de rivets empêchent de sortir, a servi quelque peu à la pose des longerons, mais a été surtout employé à transporter, de la culée aux piles, divers appareils et notamment les appareils de lançage.

109. — Lançage des tabliers.

Les appareils employés pour le lançage ont été souvent décrits; aussi nous bornerons-nous à rappeler sommairement leur composition (*planche LVIII*).

Deux galets en acier, de 0^m,50 de diamètre et de 0^m,070 d'épaisseur, sont portés par deux poutres en fer séparées de 0^m,40 et maintenues à cette distance par une entretoise qui les relie en leur milieu.

Ces châssis portent sur un couteau en fer maintenu, en haut et en bas, entre des fers plats rivés aux poutres du châssis et à un appui en fer, composé de plusieurs tôles, sur lequel le couteau est établi. L'axe de l'un des galets, prolongé d'un côté, passe dans une roue à rochet et entre les deux mâchoires d'une pièce métallique qui embrasse la roue, porte le rochet et présente une douille dans laquelle s'engage un grand levier en bois. Deux leviers semblables et placés d'une manière identique auprès de chaque poutre, sont reliés au-dessus du tablier par une moise transversale sur laquelle les ouvriers exercent leur effort. Lorsque le rochet est engagé entre deux dents de la roue, le mouvement du levier fait tourner le galet, qui pousse lui-même le tablier.

Tel est l'appareil le plus simple. On a aussi employé un appareil à double levier dans lequel deux petits châssis sont portés par un grand châssis placé lui-même sur un couteau en fer. Le grand châssis avait 0^m,480 de hauteur hors cornières et se composait de deux poutres jointives reliées par 24 boulons. L'appareil complet s'élevait à 4^m,30 de hauteur, y compris le plancher en bois sur lequel il reposait.

Pour la manœuvre de cet appareil, il a été nécessaire d'élargir la plate-forme offerte par le couronnement des piles métalliques, au moyen de consoles en métal présentant une saillie de 1^m,50.

Dans les parties en maçonnerie, des madriers étaient posés sur deux poutres établies sur les piles ou culées et les débordant de deux mètres de chaque côté.

Pour permettre aux ouvriers de pousser les leviers commodément

et sans danger, on avait posé sur les plates-bandes supérieures des fers Zorès devant servir au platelage, et sur ces fers un plancher de 15 mètres de longueur, que l'on déplaçait au fur et à mesure de l'avancement du tablier.

On met, pour la manœuvre, six ou sept hommes à chaque levier, un mousse à chaque rochet et un homme à chaque petit châssis. Ces derniers surveillent la marche des galets et posent les petits coins nécessaires pour faire franchir les saillies que présentent les tôles supplémentaires. Lorsqu'un galet est dévié de sa direction normale, les ouvriers l'y ramènent au moyen d'un petit coin en fer qu'il tiennent à la main et dont ils placent l'extrémité entre le galet et un des rivets. Si la déviation devient importante, ils corrigent la position du galet par des choes appliqués sur son axe, pendant les temps de repos qui séparent les coups de leviers. Pour permettre cette correction, on laisse aux appuis de l'axe du galet un certain jeu. Enfin, lorsque ce remède est insuffisant, on arrête l'opération, on soulève le tablier au moyen de verrins hydrauliques et on replace le galet dans sa position normale.

Les leviers, d'abord verticaux, sont abattus en même temps, sur l'ordre du chef de chantier; les mousses enlèvent le rochet; les leviers se relèvent; les mousses replacent le rochet et annoncent que la chose est faite, et, sur un nouvel ordre du chef de chantier, les leviers s'abaissent de nouveau.

On est quelquefois conduit à avoir des galets sans leviers, que l'on place sur des calages en bois de chêne, sans qu'il y ait aucune liaison entre les diverses parties de cet échafaudage. Il est arrivé que le mouvement du tablier ait fait incliner des appareils ainsi posés et, pour les réparer, on a dû, au moyen de verrins hydrauliques, soulever le tablier de plus de 10 centimètres sur un appui situé à 50 mètres environ du galet. Cette opération avait non seulement une action considérable sur les plates-bandes et les treillis, mais encore sur l'entretoisement vertical, une des plates-bandes se trouvant à un niveau plus élevé que la plate-bande opposée. Il en résulte des efforts certainement considérables, mais qu'il est impossible d'évaluer, et il importe de prendre toutes les précautions possibles pour éviter de pareils accidents.

L'installation et le déplacement des appareils de lançage obligent à relever et à abaisser ensuite le tablier, et l'on se sert encore pour cela de verrins hydrauliques. Il importe d'en employer toujours deux et, en même temps, de disposer des cales prêtes à recevoir le tablier dans le cas, — et ce cas s'est présenté, — où il y aurait rupture des verrins. Les appareils de ce genre employés au viaduc de Garabit soulevaient des poids de 400 tonnes.

Ces manœuvres font encore naître des efforts qui pourraient être considérables si l'on ne veillait avec le plus grand soin à ce que l'amplitude des mouvements soit maintenue dans de faibles limites.

Il importe de bien placer tous les galets de niveau et de les asseoir sur une base résistante, de manière à ce qu'ils ne tassent pas.

Il est nécessaire de déterminer d'avance le nombre des leviers et leur emplacement. On peut calculer leur nombre minimum par la formule

$$\frac{P \times 0,05}{n \times m \times 35}$$

P étant le poids du tablier à lancer, n le nombre d'ouvriers que l'on veut placer à chaque levier, m le rapport de la longueur du bras de levier à la longueur du rayon du galet, 35 le nombre de kilog. qui représente l'effort normal d'un ouvrier, et 0,05 le coefficient du frottement de roulement.

L'emplacement des leviers est marqué par les supports et commandé sur la plate-forme par la condition de charger à peu près également les galets qu'ils actionnent. Toutefois, on charge toujours un peu plus le levier de tête et l'on multiplie le nombre des leviers, lorsque les appareils sont placés sur un sol qui peut tasser.

Dans les premiers lançages, pour le tablier Marvéjols, bien que les appuis fussent posés sur une large base en bois, comme la plate-forme était compressible, l'appareil s'abaissait sous l'effort du levier, sans produire aucun mouvement. Les galets patinaient et l'on a dû établir, au sein de la plate-forme, des massifs de pierre sèche, qui pénétraient jusqu'à trois mètres dans le sol. Lors du premier lançage, on a employé onze jours pour un avancement total de 93 mètres.

Lorsque tous les appareils sont établis sur une base bien fixe, l'avancement est très régulier et on peut l'évaluer à 0^m,11 par coup de levier. La roue à rochets ayant douze dents, l'avancement théorique est donné par la formule $\frac{\pi \times 0,50}{12} = 0^m131$. L'écart entre ces deux chiffres tient en partie à ce que le galet patine toujours un peu au démarrage. Lorsqu'il faut franchir plusieurs couvre-joints en même temps, l'avancement peut s'abaisser à 0^m,06 et même à 0^m,04.

On peut aisément obtenir 75 coups de leviers à l'heure, ce qui donne un avancement de 8^m,25; on est arrivé à fournir jusqu'à 12^m,60. Ces chiffres ne tiennent pas compte des temps perdus à consolider ou à déplacer des appareils; mais on peut dire que le lançage d'une travée de 55^m,50 peut se faire, s'il a été bien préparé, en une demi-journée.

Le tableau qui suit ce paragraphe (*page 258*) donne tous les renseignements désirables sur les divers lançages effectués au viaduc de Garabit. On y voit notamment que le poids maximum mis en mouvement par un ouvrier, a atteint 21 000 kilogrammes. L'effort correspondant est donné par la formule

$$\frac{21\ 000 \times 0,05}{\frac{6,80}{0,25}} = 38^{\text{kg}}$$

6^m,80 est la longueur du bras de levier et 0^m,25 le rayon du galet. Le coefficient de 0^m,05 est un peu fort et doit être considéré comme donnant le coefficient de frottement au démarrage. Au passage des ressauts, l'effort doit dépasser 40 kilog.

Le poids maximum porté par un galet a été de 30 tonnes.

La largeur utile du galet étant de 60^{mm} environ et le contact s'effectuant sur 5°, on a, pour la surface du contact :

$$\frac{60 \times \pi \times 500 \times 5}{360} = 1300^{\text{mm}^2}$$

La pression par millimètre carré est donc de 24 kilogrammes environ. Il convient donc de faire ces galets en acier ou en fer.

Comme on le voit, l'action du galet sur les plates-bandes est

considérable; son passage laisse une trace très apparente et l'on reconnaît qu'il est indispensable de veiller à ce que l'âme affleure parfaitement la première semelle. Il importe aussi, au plus haut degré, que les deux files de rivets soient assez rapprochées pour que le galet reste bien sous l'âme. A Garabit, l'écartement des axes des rivets était de 0^m,120 et celui de leurs bords de 0^m,083. Si un rivet passait sur le galet, un grave accident serait à redouter et l'on ne saurait trop bien choisir les ouvriers chargés de la surveillance des galets.

La flèche du tablier a atteint 9 centimètres pour les grands porte-à-faux.

Les sommets des piles oscillaient pendant le lançage. Ils avançaient lentement en même temps que le tablier et revenaient brusquement à leur position normale, qu'ils dépassaient ensuite. L'amplitude maxima des oscillations a été :

Pour la pile 1 :	aller,	0,015;	retour,	0,012.	
—	2	—	0,018;	—	0,015.
—	3	—	0,020;	—	0,017.
—	4	—	0,035;	—	0,022.

Ces chiffres montrent que pour des piles de faible hauteur, le lançage peut, dans certains cas, actionner les tirants d'amarrage.

Les appareils et les procédés que nous venons de décrire présentent le caractère d'une grande simplicité et donneront de bons résultats toutes les fois qu'on en usera avec toutes les précautions désirables. On ne saurait trop recommander les mesures de sûreté indiquées plus haut et qui peuvent se résumer comme il suit :

1° Établir les galets sur un sol naturellement résistant, ou rendu tel par un moyen quelconque;

2° Ne pas charger outre mesure les galets et veiller à ce qu'ils soient bien surveillés pendant l'avancement;

3° Faire bien affleurer l'âme aux semelles;

4° N'admettre qu'un faible jeu entre les bords du galet et les files de rivets;

5° Veiller à ce que les calages destinés à supporter les galets de secours soient très solidement établis;

6° Exiger que les mouvements de relèvement et d'abaissement du tablier soient très restreints et se fassent successivement sur les divers appuis, de manière que les différences de niveau des sommets des galets soient toujours peu importantes.

Il peut arriver qu'après une période de lançage, un tablier reste quelque temps sur les galets. Il importe dans ce cas de prendre des précautions, car les appareils ne sont pas établis en vue de telles circonstances. Les appuis des galets ne sont pas liés aux petits châssis, qui sont eux-mêmes indépendants des couteaux. Les couteaux peuvent glisser sur le grand sommier ou sur leur appui. L'action du vent a été mesurée sous forme de pression statique; mais en réalité elle se traduit par des chocs répétés qui peuvent amener un déplacement lent, sans doute, mais à la longue assez important pour amener la chute du tablier.

Quand on suspendait le lançage, aux heures de repas ou à la fin de la journée, et aussi lorsqu'on avait terminé l'opération, on établissait sous le tablier des calages formés par des coins en chêne; ces calages soulageaient les galets et, à raison du frottement considérable du fer sur le bois, ajoutaient à la stabilité des installations.

Sur les piles métalliques, l'appareil de lançage occupait toute la largeur de l'appui; on a donc dû établir les calages entre le tablier et le grand châssis. Pour cela, on posait des madriers, portant des trous correspondants aux têtes de rivets, contre le tablier et contre le sommier. Entre ces madriers on plaçait des tasseaux en chêne, dans la direction des châssis et au-dessus des coins transversaux que l'on chassait à la masse.

Les chefs de chantier s'assuraient toujours que ces précautions avaient été prises, avant de se retirer.

Lorsqu'un tablier doit rester longtemps sur des appuis provisoires, ces précautions pourraient ne pas suffire, parce qu'à la longue l'action du vent finirait par déranger les coins. Il faudrait donc une surveillance continue sur laquelle il ne serait pas toujours prudent de compter. D'autres fois, on peut être conduit à laisser le tablier pendant longtemps sur des galets. Ce dernier cas s'est présenté à Garabit pendant le montage de l'arc; il était, en effet,

nécessaire de permettre au tablier de se mouvoir à mesure que la tension des câbles d'amarrage croissait et aussi lorsque la température se modifiait.

L'on aurait pu faire reposer le tablier sur des tasseaux en chêne et compter sur l'élasticité des piles métalliques, sur les flèches qu'elles peuvent prendre sans inconvénient, pour permettre au tablier d'obéir à la tension des câbles et aux changements de température. Mais on a préféré mettre le tablier sur galets, ce qui assurait aux mouvements une plus grande liberté et plaçait les piles dans des conditions de résistance plus satisfaisantes. Les deux systèmes ont leurs avantages et leurs inconvénients et, dans chaque cas, il y a lieu de les comparer.

Lorsque les câbles d'amarrage étaient tendus, les deux extrémités du tablier sur la pile 4 et sur la culée se trouvaient fortement appuyées et l'on n'avait guère à redouter l'action du vent ; mais avant qu'il en fût ainsi, et après l'achèvement du montage de l'arc, il convenait de prendre des précautions contre cette action.

On l'a fait en établissant, à peu près dans le plan des entretoisements verticaux, des pièces de bois dont l'effet était de butter le tablier contre le couronnement des piles métalliques et de s'opposer à tout déplacement transversal. Sur les culées en maçonnerie, on a obtenu le même résultat par des étais solidement encastrés dans la maçonnerie.

On aurait pu se dispenser de faire ces travaux de consolidation en modifiant légèrement les appareils de lancement, de manière à rendre impossibles les mouvements relatifs dont nous avons parlé plus haut.

Afin d'assurer la régularité du mouvement du tablier, on a établi sur les piles 4 et 5, des guides en charpente qui, embrasant les semelles inférieures du tablier, s'opposaient à tout déplacement latéral. Ces guides se composaient :

- 1° De deux montants formés chacun de deux pièces de 25 × 25 et dressés contre les faces extérieures du couronnement de la pile ;
- 2° De deux cours de moises reliant ces montants au-dessus et au dessous du couronnement ;
- 3° D'un entretoisement en croix de Saint-André.

VIADUC DE

Tableau des renseignements divers fournis par les lançages des

NUMÉRO du LANÇAGE	DATES du LANÇAGE	LONGUEUR du tablier au moment DU LANÇAGE	POIDS au moment DU LANÇAGE	NOMBRE de leviers EMPLOYÉS	POIDS mis en mouvement par chaque levier	OUVRIERS attachés à chaque levier	POIDS mis en mouvement par UN OUVRIER
<i>1^o Tablier</i>							
1	14 au 26 février 1883	145 ^m	330 000 ^{kg}	6	55 000 ^{kg}	5 1/3	10 312 ^{kg}
2	28 et 29 mai 1883	223	480 000	10	48 000	3 6/10	13 333
3	16 et 17 avril 1883	282,30	825 000	14	58 928	3 9/10	17 935
4	25 avril 1883	282,30	840 000	14	58 928	3 8/10	15 277
5	3, 4 et 6 mai 1883	282,30	840 000	16	52 500	2 5/10	21 000
6	16 mai 1883	282,30	840 000	16	52 500	2 7/10	19 536
7	5 juin 1884	282,30	840 000	16	52 500	2 7/10	19 536
<i>2^o Tablier</i>							
1	16 et 17 mai 1883	55 ^m	102 000	2	51 000	7 (1)	7 300
2	26 et 27 mai 1883	71	170 000	6	28 333	2 2/3	10 625
3	13, 14 et 15 juin 1883	102,89	297 000	6	49 500	3 1/2	14 140
4	21 juin 1883	102,89	312 000	6	52 000	3 1/2	14 856
5	17 juin 1884	102,89	312 000	6	52 000	4 1/6	12 480

GARABIT

tabliers Marvéjols et Neussargues du viaduc de Garabit.

TOTAUX des ouvriers employés AUX LEVIERS	OUVRIERS employés aux galets et aux roues A ROCHET	LONGUEUR du LANÇAGE	HEURES employées pour LE LANÇAGE	AVANCEMENT moyen PAR HEURE	OBSERVATIONS
<i>Marvéjols.</i>					
32	14	93 ^m	60 ^h	1 ^m 55 (1)	(1) Cette moyenne ne doit pas être prise en considération, car elle est fournie par un lançage exécuté dans les plus mauvaises conditions.
36	28	56	12	4,66	
47	30	55,20	11	5,02	
55	36	55,00	7	7,86	
40	36	63,40	8	7,93	
43	40	11,45	1	11,45	
43	38	40,35	7	5,77	
<i>Neussargues.</i>					
14	16	22 ^m 70	3 ^h 1/2	6,50	(1) Le nombre d'ouvriers appliqués à chaque levier est exagéré. Il s'explique par l'impossibilité d'occuper les ouvriers ailleurs pendant le temps du lançage.
16	15	36,00	9	4,00	
21	18	51,30	12	4,27	
21	15	11,00	1 1/4	8,80	
25	16	41,70	7	5,93	

La face intérieure des montants affleurerait le bord extérieur de la plate-bande du tablier; les moises situées au-dessus du couronnement étaient à un niveau assez bas pour ne pas toucher les semelles, même dans les parties où celles-ci avaient leur maximum d'épaisseur.

Les montants dépassaient ces semelles de trente centimètres environ.

Enfin, sur la culée, Neussargues on a établi, dans des conditions peu différentes, un guide fixé sur les maçonneries par deux pièces de 3 mètres de longueur et de 25 × 25 d'équarissage qui étaient appliquées contre les parements latéraux de la pile E.

QUATRIÈME PARTIE

MONTAGE DE L'ARC ET DES PALÉES

§ 110. — Description générale.

Les retombées de l'arc et les panneaux adjacents à ces retombées ont été mis en place par des échafaudages. Les autres parties de l'arc ont été montées en porte-à-faux, au moyen de câbles attachés aux extrémités des tabliers Marvéjols et Neussargues, au-dessus des piles 4 et 5. Les tabliers étaient amarrés, à leur autre extrémité, par des câbles qui passaient sous un sommier appliqué contre les maçonneries des culées. Pour éviter toute confusion, nous appellerons câbles d'amarrage de l'arc ceux qui reliaient l'arc au tablier, et câbles d'amarrage des tabliers ceux qui reliaient les tabliers aux culées en maçonnerie.

Une première série de câbles a été posée pour soutenir l'arc, dès que le montage a dépassé le montant 2. Chacun des câbles avait ses deux extrémités appuyées, par l'intermédiaire de cales, sur un

sommier appliqué contre le tablier et passait sur une selle en fonte attachée au-dessous de la membrure inférieure de l'arc au montant 2; le nombre des câbles était de 10 et le nombre des sommiers était de 2. Ces sommiers étaient établis à la partie supérieure du tablier. Cette disposition a permis de pousser le montage jusqu'au montant 5.

A ce moment-là, on a posé 4 câbles passant sur deux selles attachées aux membrures, au-dessous du montant 5, et amarrés à leurs extrémités contre un sommier placé à la partie supérieure du tablier, en un point où il a pu être posé sans qu'on fût obligé de toucher aux sommiers correspondant à l'attache sous le montant 2. On a ensuite détaché les câbles du montant 2 et, après avoir enlevé les deux sommiers correspondants, on en a placé un dans une position nouvelle et on a ajouté 8 câbles, dont 2 sur le premier sommier posé. On est ainsi arrivé au montant 9. Le sommier rendu disponible a été établi contre des pièces de renfort, un peu au-dessous de l'emplacement des longerons, et l'on a posé 6 câbles ayant leurs extrémités sur ce sommier et passant sur des selles attachées sous les membrures supérieures au montant 9. On a pu alors enlever les câbles du montant 5, et l'un des sommiers rendu libre a été établi au-dessous des sommiers d'amarrage du montant 9, ce qui a permis de poser six nouveaux câbles sur des selles attachées sous la membrure supérieure au montant 8.

Le nombre des sommiers a donc été de 6; le nombre des selles de 16; le nombre des câbles de 28, savoir :

Câbles constituant les amarrages aux montants 2 des deux côtés de l'arc	20
4 câbles amarrés au montant 5 de chaque côté	8
	<hr/>
TOTAL	28
	<hr/> <hr/>

Après avoir posé 4 câbles nouveaux au montant 5 du côté Marvéjols, on a ajouté 8 câbles tirés de l'amarrage au montant 2; on est ainsi allé jusqu'au montant 9 et l'on a fait l'amarrage à ce montant avec six câbles ayant servi au montant 2, dont 4 pris du côté Neussargues. On a pu alors compléter l'amarrage au

montant 5 du côté Neussargues avec 8 câbles ayant servi à l'amarrage correspondant du côté Marvéjols.

L'amarrage au montant 9 du côté Neussargues a été fait avec six câbles tirés de l'amarrage au montant 2; enfin les amarrages aux montants 8, des deux côtés, ont été obtenus avec des câbles ayant servi aux montants 5. Ces dispositions ont été commandées par ce fait que les câbles d'amarrage au montant 5 étaient trop courts pour l'amarrage au montant 9. Le travail a été interrompu pendant un certain temps du côté Neussargues, ce qui a permis de faire l'économie de 8 câbles; mais cette interruption a eu lieu dans la plus mauvaise saison, c'est-à-dire au moment où il était le plus utile de concentrer les efforts et la surveillance sur un seul chantier afin d'obtenir un bon travail.

L'amarrage du tablier aux culées a été fait à l'aide de trois sommiers établis, pour le tablier Marvéjols, contre des pièces de renfort rivées au panneau plein de l'extrémité du tablier, et, pour le tablier Neussargues, contre des pièces de renfort rivées au tablier à l'emplacement du 7^e montant à partir de l'extrémité Neussargues. Le nombre des câbles d'amarrage était de 14, dont 4 pour chacun des sommiers extrêmes et 6 pour le sommier intermédiaire. Ces câbles passaient sur deux selles appuyées contre des sommiers en métal, appliqués eux-mêmes contre des sommiers en granit établis en vue de cet usage. Chaque selle correspondait à une poutre du tablier. On a commencé la pose des câbles par le sommier le plus bas et par le câble le plus voisin de la poutre.

Les câbles employés à la culée Neussargues avaient déjà servi à la construction du pont du Douro.

Pendant le montage de l'arc, le tablier a été tenu à 0^m,30 au-dessus de sa position définitive, c'est-à-dire que sa semelle inférieure se trouvait à 1 mètre au-dessus du couronnement des piles métalliques.

Pour le tablier Marvéjols, le 2^e montant, compté de l'extrémité Neussargues, correspondait à peu près à l'axe de la pile 4. Il y avait, à droite de cet axe, 6 panneaux, dont 3 appartenant au tablier central. Pour le tablier Neussargues, le 6^e montant, compté à partir de l'extrémité Marvéjols, était à peu près à l'aplomb de

l'axe de la pile 5; c'est-à-dire qu'il y avait six panneaux à gauche de cet axe.

Le tablier Marvéjols reposait sur six appuis placés sur les piles en maçonnerie B et D et sur les piles métalliques 1, 2, 3 et 4. Sur les piles 1, 2, 3 et D, l'appui était formé par 8 galets de lançage. Ces galets étaient supportés par quatre petits ou moyens châssis qui reposaient sur deux rangs de calages en chêne.

Les appuis établis sur les piles 4 et 5 étaient composés de 9 rouleaux en fonte, d'une plaque d'appui formée d'une plaque d'appui définitive sur pile et d'une plaque d'appui définitive sur palée, enfin d'une pièce à articulation appartenant à un appui définitif sur pile. Les appuis établis sur les supports B et E étaient constitués d'une manière analogue, mais ne présentaient que six rouleaux. L'ensemble de cet appareil était posé sur deux rangs de tasseaux en chêne.

Le tablier avait été abaissé de 0^m,30, de telle sorte que la distance entre le sommet des piles et le dessous du tablier était de 4^m,00. On a dû relever plus tard le tablier pour faire le dernier lançage, et l'abaisser une dernière fois pour le poser sur ses appuis définitifs.

§ 111. — Implantation de l'ouvrage et opérations de vérification.

Les opérations d'implantation ont consisté à mettre exactement à leur place les appuis de l'arc.

L'axe du viaduc étant repéré par deux bornes, situées chacune à une extrémité de l'ouvrage, on a déterminé, au moyen du cercle, plusieurs points de cet axe sur les soubassements des piles 4 et 5. Ces points ont été marqués d'une manière durable sur la pierre par deux coups de ciseau en croix.

On a ensuite procédé au chaînage de précision de la distance qui séparait les axes des deux piles 4 et 5. Cette opération, rendue facile par la présence du pont de service, a été faite quatre fois et l'écart maximum a été de 0^m,03. On a compté comme bonne la moyenne des quatre résultats, savoir : 176^m,95; le projet compor-

tait 177 mètres. Connaissant l'erreur commise à l'atelier sur la corde de l'arc, on en a déduit la distance de l'axe des piles à la ligne des retombées.

En mesurant cette distance sur l'axe du viaduc, on a obtenu le point d'intersection de cet axe avec les lignes des retombées. Il n'était pas possible de placer l'instrument pour tracer directement cette ligne, à cause de sa situation sur le bord du couronnement. On a tracé des parallèles à cette ligne à un mètre de distance vers l'axe des piles. Partant de ces parallèles, on a obtenu facilement un point de la ligne d'appui, de chaque côté de chacun des appuis. Ces points ont été gravés au ciseau sur le couronnement de la pile, et la projection de la ligne qui les joignait a été tracée au crayon sur la pierre d'appui.

Rien n'a été plus facile alors que de déterminer l'axe des plaques d'appui, qui se trouvait en arrière de cette projection à une distance connue.

On a choisi, à partir de l'axe du viaduc, sur la ligne d'appui, une longueur de 40^m,063 et l'on a ainsi obtenu le point d'intersection des deux axes de la plaque d'appui. Par ce point on a mené une perpendiculaire à la ligne précédemment tracée au crayon et l'on a eu l'axe longitudinal de l'appui.

Ces axes étaient d'ailleurs repérés sur les bords inférieurs de la plaque d'appui, et la mise en place de cette pièce n'a présenté, au point de vue de l'exactitude, aucune difficulté. La surface de la pierre d'appui a été dressée normalement à la tangente de la fibre moyenne à l'extrémité de l'arc. La face inférieure de l'appui en acier étant posée sur la pierre, sa face supérieure était normale à la projection de la tangente sur le plan longitudinal de symétrie ; l'horizontale de son plan était donc perpendiculaire à ce plan de symétrie.

On avait posé avec le plus grand soin la pierre de taille, et, lorsque l'appui en acier a été établi, on a reconnu, avec un niveau à bulle d'air, l'horizontalité de la génératrice du cylindre creux.

On s'est d'ailleurs assuré avec un niveau que la cote du point de contact de la rotule avec son coussinet était bien 770 mètres.

Il n'y a pas lieu d'insister sur les opérations de nivellement qui

ne présentait à vrai dire aucune difficulté pour des opérateurs exercés.

Malgré tout le soin que l'on avait pris à ces opérations, il était prudent de faire des vérifications à mesure que le montage s'effectuait.

L'arc était volontairement tenu dans une direction moins inclinée sur la verticale que ne le comportait le projet : le tassement des premiers échafaudages et les opérations successives du décalage des câbles, dont il sera question plus loin, devant faire abaisser le sommet de l'arc. Mais les conditions suivantes n'en devaient pas moins être réalisées :

1° Les pièces situées dans l'axe devaient se trouver dans le plan longitudinal de symétrie;

2° Les entretoises horizontales devaient être horizontales;

3° Deux points symétriques devaient se trouver sur la même normale au plan longitudinal de symétrie.

La 3^e condition est d'ailleurs une conséquence des deux premières; mais un jeu trop grand dans la rivure pourrait détruire cette corrélation.

On a établi un point d'axe sur le sommet des piles 4 et 5 et, avec un cercle placé en ces points, on a vérifié, de la première station, le côté Neussargues, et de la 2^e, le côté Marvéjols, en ce qui concerne la première de ces conditions. Ces stations étaient bien choisies, car l'intervalle compris entre le couronnement des piles et le dessous du tablier devait rester constamment libre.

On a encore établi des cordeaux, sur les faces des piles 4 et 5 placées du côté de l'arc et dans le plan longitudinal de symétrie, et, avec une lunette, on vérifiait assez commodément, lorsqu'il ne faisait pas de vent, la position des pièces qui devaient se trouver dans ce plan. Les cordeaux placés dans les assemblages de pièces de contreventement se prêtaient très bien à cette vérification.

L'horizontalité des entretoises a été vérifiée à la fois avec le niveau et avec des fils à plomb toujours chargés d'un même poids et qui venaient sur le terrain naturel. On mesurait ensuite la longueur des fils, en les tendant par l'application d'un poids égal à celui que l'on avait employé pendant l'opération précédente.

La vérification de la troisième condition se faisait de la manière suivante :

Trois fils à plomb étaient attachés aux deux extrémités d'une même entretoise et sur son axe, et on constatait que ces trois fils étaient dans un même plan perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie.

Il ne faudrait pas croire que si une erreur de quelque importance eût été constatée dans l'implantation, il eût été impossible de la rectifier. En effet, alors même que le montage eût été assez avancé, on aurait pu soulever l'arc et corriger sa position au moyen de verrins hydrauliques. Cette opération a été faite au viaduc de Garabit pour une raison tout autre que le besoin de corriger une erreur d'implantation.

Les dessins d'exécution de la rotule étant terminés, il avait été prescrit de les rogner extérieurement suivant un plan vertical, ainsi qu'il a été expliqué plus haut. Ce travail avait été fait d'une manière inexacte, et il en résultait de tels inconvenients qu'il a fallu rogner sur place la rotule au burin et déplacer les appuis de l'arc. Pour arriver à ce résultat, il a fallu soulever les parties montées, qui comprenaient cinq panneaux du côté Marvéjols et quatre panneaux du côté Neussargues. On a procédé de la manière suivante :

Un fort calage a été installé sur les maçonneries, derrière la plaque d'appui, et sur ce calage on a placé un verrin hydraulique ordinaire qui butait contre l'oreille du panneau plein par l'intermédiaire d'une cale en bois de 0^m,10 d'épaisseur. Un second calage établi sur le couronnement en maçonnerie, au droit des goussets d'attache des contreventements, supportait un verrin qui agissait sur l'entretoise O. En outre, deux rondins de 0^m,20 de diamètre, appuyés par l'intermédiaire de coins contre la pierre d'appui, butaient dans l'angle formé par la plaque du panneau plein et l'âme supérieure de l'entretoise O. Enfin deux coins, portés sur un rail convenablement placé, soutenaient l'oreille inférieure de la retombée.

En agissant sur les verrins et en frappant sur les coins, on a provoqué le mouvement ascensionnel de l'arc sur 2 centimètres ;

c'était plus qu'il n'en fallait pour faire glisser les coussinets et rapprocher leur joue de la face de la rotule rognée au burin.

Cette manœuvre a été exécutée séparément pour chaque ferme de l'arc; elle n'a eu lieu que lorsque le burinage des rotules a été terminé. On comprend facilement que, pour rogner les rotules, on n'ait pas eu besoin de les soulever au-dessus du coussinet; l'épaisseur à enlever atteignait 0^m,022 au bas de la rotule et le burin pouvait facilement manœuvrer entre la face extérieure de la rotule et la joue du coussinet. L'opération décrite avait uniquement pour but de ramener le contact entre cette face et cette joue.

Le poids d'arc mis en mouvement a été de 220 tonnes environ.

§ 112. — Montage de l'arc entre les naissances et le panneau 3.

Nous avons déjà dit que cette partie de l'arc avait été montée sans câbles sur un échafaudage. La *planche LXV* donne une idée assez exacte de cet échafaudage, qui se composait essentiellement de cinq fermes verticales, établies, une à droite et une à gauche de chaque rotule, la cinquième en face du milieu de la pile, reliées entre elles par plusieurs cours de moises et couronnées par un plancher en forts madriers établi parallèlement à l'intrados. Afin d'empêcher qu'elles ne fussent renversées par le poids de l'arc, on a relié la partie supérieure de chaque échafaudage aux piles métalliques voisines. Ces liaisons, au nombre de 4, étaient opérées par de fortes pièces de bois renforcées par des câbles métalliques de 0,012 de diamètre.

Les fermes de l'arc étaient séparées du plancher par des cales en bois; l'intervalle de 4^m,20 ménagé entre l'intrados et le plancher avait pour but de faciliter la rivure. Des coins interposés entre ces cales servaient au réglage de la position de l'arc.

Il importe, pour que la mise en place des pièces lourdes soit facile et sûre, que la poulie de retour du câble élévateur se trouve à l'aplomb de l'emplacement définitif du centre de gravité de la

pièce; afin d'éviter d'avoir à exercer des efforts latéraux, il faut aussi que le treuil de manœuvre soit aussi près que possible du lieu où travaillent les ouvriers poseurs, pour que le chef d'équipe puisse facilement donner des ordres.

On s'est attaché à observer ces deux règles dans toutes les phases du montage de l'arc, et lorsqu'on s'en est écarté, ce qui est rarement arrivé, c'est qu'on n'aurait pu les suivre qu'au prix de dépenses excessives.

Pour poser les appuis et les rotules, on a employé une chèvre de 8 mètres, établie de telle sorte que sa poulie se trouvât à l'aplomb de l'emplacement de ces pièces, et maintenue par quatre haubans dont deux étaient attachés à des pieux enfoncés dans le sol, le troisième à l'échafaudage et le quatrième à la pile métallique.

Les pièces, préalablement approvisionnées sur les piles en maçonnerie, étaient amenées sur des rouleaux en bois auprès de la chèvre; là, elles étaient attachées à la chaîne levage et venaient de presque d'elles-mêmes au-dessus de leur emplacement. On les abaissait doucement et, dès qu'elles touchaient, on leur faisait prendre la position qu'elles devaient occuper en les poussant avec des pinces. Les appuis ont été posés en deux morceaux.

Pour mettre en place les pièces des panneaux 4 et 2, on avait posé une forte pièce de bois sur l'âme inférieure des poutres du tablier, à l'aplomb du milieu du panneau à monter. Cette pièce était reliée aux membrures inférieures du tablier par des câbles métalliques et portait la poulie de retour qui pouvait occuper successivement trois positions, deux extérieures au tablier et la troisième au milieu de celui-ci. La poulie était munie d'un collier qui permettait de la faire passer d'une position à l'autre sans enlever le câble.

Cette manœuvre ne laissait pas d'être assez longue et difficile, mais elle ne devait s'appliquer qu'à un petit nombre de pièces.

Les treuils de manœuvre se trouvaient sur les couronnements des piles 4 et 5. La pièce transversale portant la poulie était placée successivement sur chacun des six panneaux débordant la pile, pour le tablier Neussargues. Au tablier Marvéjols, les trois pan-

neaux empruntés au tablier central ne présentant pas une liaison suffisante, la pièce de bois n'a jamais dépassé le troisième panneau en porte-à-faux. De là une certaine traction latérale. On voit qu'on aurait pu s'abstenir de poser les trois panneaux du tablier central; ces panneaux ont été attachés après que le tablier Marvéjols était déjà monté sur une assez grande longueur. Ce tablier affleurant l'extrémité de la plate-forme de lancement, on a dû le faire reculer sur cette plate-forme.

Pour les pièces constitutives des fermes, la poulie occupait une de ses positions extrêmes. Comme les fermes de l'arc sont écartées de 20 mètres, tandis que la distance de ces deux positions de la poulie était de 6 mètres seulement, on voit que celle-ci ne se trouvait pas à l'aplomb de l'emplacement des pièces et qu'il fallait, pour les mettre en place, exercer une traction latérale.

Les pièces étaient d'abord approvisionnées sur le couronnement de la pile, puis bardées jusqu'à proximité du câble monteurt et attachées à ce câble soit par une chaîne formant élingue, soit par une main de levage; la traction latérale nécessaire à leur mise en place était opérée au moyen d'une corde de retraite qui passait sur une moufle lorsque la pièce était lourde.

Le montage du panneau plein s'est effectué dans l'ordre suivant :

Pose de la rotule, des semelles inférieures des tronçons de flasque et des semelles supérieures qui s'appuient sur le plan de la rotule compris entre les deux branches. Ensuite pose des oreilles, moins les semelles que l'on a réservées pour permettre la pose des rivets situés dans l'intérieur du caisson. Pose du prolongement de la semelle inférieure, puis des tronçons de flasque, enfin de la semelle supérieure et de l'entretoise intérieure à treillis.

§ 113. — Assemblage des rotules aux pièces de l'arc.

L'assemblage de la rotule avec les pièces de l'arc a donné lieu à une rivure assez difficile. L'épaisseur à river variait entre 0^m,100 et 0^m,156. Si l'on avait chauffé le rivet sur toute sa longueur, on aurait fait sauter les têtes, et si l'on avait admis entre le dia-

mètre du rivet et celui du trou une différence de 1^{mm} , le refoulement ne pouvant s'opérer sur toute la longueur du rivet, on aurait eu un vide considérable après le refroidissement.

On a eu recours à la méthode suivante : Les branches des rotules et les semelles qui devaient être assemblées entre elles par des rivets de $0^{\text{m}},025$ furent percées à l'usine de trous $0^{\text{m}},023$. Ces trous ont été amenés à $0^{\text{m}},025$ au moyen d'un alésoir spécial dont on ne se servait qu'après la mise en place, de telle sorte que, l'opération terminée, on avait un perçage parfait.

Les rivets, après avoir été essayés à froid, étaient limés légèrement, de telle sorte qu'une fois chauffés sur la moitié de leur longueur, ils pénétraient difficilement dans le trou, bien qu'on les frappât à grands coups de marteau.

On a obtenu ainsi une rivure bien suffisante, attendu qu'une partie des efforts de compression devaient se transmettre directement, par contact, des semelles à la rotule.

§ 114. — Montage de l'arc du panneau 3 au panneau 13.

Les panneaux 1 et 2 et les tronçons 2-3 des arbalétriers du panneau 3 étant en place, la partie montée débordait de plusieurs mètres la ligne extrême des poteaux des fermes; il a donc fallu recourir aux câbles. Nous avons donné plus haut, sur cette seconde phase de l'opération, des renseignements généraux qu'il convient d'éclaircir et de compléter par quelques détails.

Les câbles d'amarrage de l'arc étaient composés de 152 fils d'acier répartis en huit torons, et ceux de l'amarrage du tablier de 114 fils divisés en 6 torons.

Le diamètre des fils était de $0^{\text{m}},0024$ pour les premiers et de $0^{\text{m}},0027$ pour les autres. Les torons étaient tordus autour d'une âme en chanvre de deux centimètres de diamètre, qui donnait au câble une plus grande souplesse. Le diamètre total d'un câble d'amarrage de l'arc était de $0^{\text{m}},043$.

Le constructeur avait procédé à des épreuves de nature à faire connaître la résistance à la rupture et l'élasticité de ces câbles.

La *planche XXXVII* donne un croquis de la machine employée à cet effet. Le câble agit à l'extrémité d'un levier coudé dont une des branches a 0^m,20 et l'autre 0^m,60; l'extrémité de celle-ci actionne un levier droit. Le plateau P est chargé de telle sorte que le levier droit soit en équilibre avant que le câble ne soit mis en tension. Cette mise en tension s'opère en mettant des poids dans le plateau P'. Soient π le poids placé dans ce plateau et T la force de tension du câble; on a :

$$T = \frac{600 \times 60}{20 \times 20} \pi = 90 \pi.$$

Les résultats d'une des principales expériences sont donnés par une épure sur la *planche XXXVII*. La longueur de câble engagé était de 3^m,67. L'allongement permanent, après l'application d'une charge de 55 000^{kg}, a été de 2^a. Le câble rechargé à 55 000^{kg} a donné un nouvel allongement de 27^{mm},5. La charge de 75 000^{kg} a commencé à produire des craquements et la rupture de quelques fils. La rupture de deux torons s'est produite au-dessus de 80 000^{kg}.

Outre les expériences de ce genre, on a essayé de nombreux fils pris dans les divers câbles, de manière à s'assurer du bon état de tous les câbles.

Bien que les épreuves eussent établi qu'un câble pouvait supporter un effort de 80 000^{kg} avant de se rompre, il a paru prudent, à cause de l'inégalité qui peut exister dans les tensions des câbles, de ne leur demander qu'un effort moyen de 45 000^{kg}.

Le calcul des efforts a été fait comme il suit: Soient P, P₁, P₂ (*fig. 122*) les poids rapportés aux divers montants des deux demi-panneaux adjacents; p, p₁, p₂ les distances de l'extrémité de l'arc aux forces P, P₁, etc.; d la distance du même point à la ligne des câbles; T la tension totale des câbles; on a :

$$T = \frac{\Sigma Pp}{d}$$

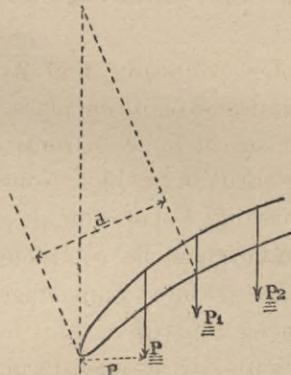


Fig. 122.

On a ainsi obtenu les résultats suivants :

Les câbles d'amarrage du montant 2 fournissaient une traction totale de 263 000^{kg}, soit par câble $\frac{263\,000}{20} = 13\,150^{\text{kg}}$. Les quatre premiers câbles posés au montant 3 fournissaient une traction totale de 80 000^{kg}, soit par câble 10 000^{kg}, lorsque le montage du panneau 6 n'était pas encore commencé. L'ensemble des 12 câbles fournissaient une traction totale de 312 000^{kg}, soit par câble $\frac{312\,000}{24} = 13\,000^{\text{kg}}$, lorsque le montage était arrivé au panneau 9.

Les 6 premiers câbles du montant 9, le panneau 10 n'étant pas encore monté, fournissaient une traction totale de 168 000^{kg}, soit par câble $\frac{168\,000}{12} = 14\,000^{\text{kg}}$. L'ensemble des 12 câbles des montants 8 et 9 fournissaient, au moment de la pose de la clef, une traction totale de 300 000^{kg}, soit par

câble $\frac{300\,000}{24} = 12\,500^{\text{kg}}$.

Au même moment, l'effort transmis au tablier par les câbles, composante horizontale de la traction totale de 300 000^{kg}, est égal à 292 000^{kg} (*fig. 123*).

Cet effort est appliqué à 1^m,90 environ au-dessus des plates-bandes inférieures ; par suite on a, pour la traction totale dans les

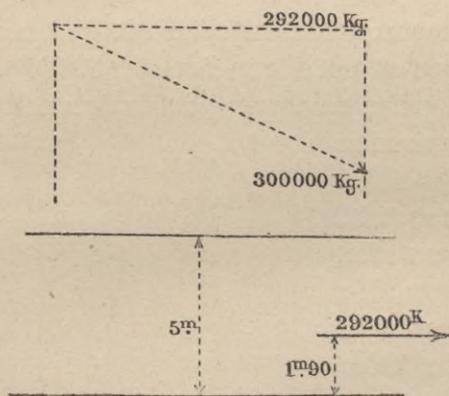


Fig. 123

barres supérieures : $\frac{292\,000^{\text{kg}} \times 1,90}{3}$, soit 111 000^{kg}.

On a, pour les membrures inférieures : $292\,000 - 111\,000 = 181\,000^{\text{kg}}$. La section minima de chacune des membrures étant de 18 512^{mm}², il en résulte que le coefficient de travail était de 3^{kg} pour les membrures supérieures et de 5^{kg} pour les membrures inférieures.

Ces dernières étaient d'ailleurs soumises à un effort de 3^{kg} par

suite du poids du tablier ; le coefficient de travail total ne dépassait donc pas 8^{kg}.

Il convient de remarquer que c'est là un maximum, attendu que la situation la plus défavorable pour le tablier se présente lorsque le montage arrive à la clef.

L'effort exercé sur les câbles d'amarrage des tabliers est maximum dans les mêmes circonstances et égal à 337 000^{kg}

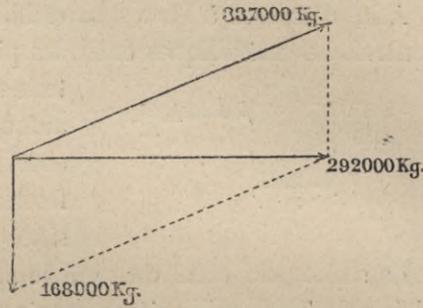


Fig. 124.

(fig. 124). L'effort par câble est donc : $\frac{337\,000}{28} = 12\,000$ ^{kg} environ.

Piles 4 et 5. — Le maximum d'effort a lieu pour les piles 4 et 5 lorsque l'arc est amarré au montant 2 et mis en place jusqu'au montant 5. La tension des câbles est alors de 263 000 kilogrammes et la pression exercée sur la pile est de 257 000 kilogrammes (fig. 125). Cette pression donne pour chaque arbalétrier un effort moindre que ceux auxquels il est soumis, l'ouvrage étant en place.

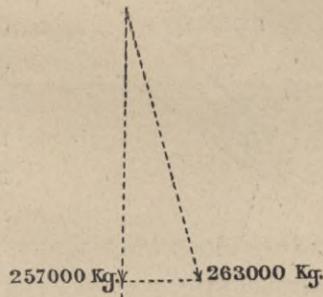


Fig. 125.

Arc. — Les efforts dans l'arc se calculent par des formules analogues à celles qui ont été données plus haut pour l'arc mis en place. On a, en chaque point, le moment de flexion et l'effort tranchant, en prenant la somme des moments des poids situés à droite de ce point et la somme de ces mêmes points. Les réactions des appuis sont ici toutes connues.

Sous l'action du moment de flexion, le travail des fers dans les membrures de l'arc a été de 3 kilogrammes environ par millimètre.

carré. Sous l'action de l'effort tranchant, le travail dans les barres de treillis n'a pas dépassé 40 kilogrammes.

Afin d'assurer à l'arc une stabilité complète, on a établi des contrefiches métalliques entre les piles 4 et 5 et les retombées; de

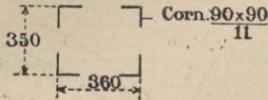


Fig. 126.

telle sorte que l'arc ne pût tourner autour du point auquel étaient attachés les câbles, alors même que le frottement de la rotule sur son coussinet eût été nul.

La section de cette contrefiche (fig. 126) présente une surface pleine de 7400 millimètres carrés.

L'effort maximum de tension dans la contrefiche se produit

lorsque l'arc est monté jusqu'au montant 9 et amarré à ce montant.

La résultante des poids est alors de 213 500 kilogrammes et sa distance à l'appui de 23^m,50. Cette résultante se décompose en deux forces (fig. 127),

dont l'une AP est dirigée suivant l'axe des câbles et l'autre AQ suivant la ligne

qui joint le point A au point d'appui.

La composante se décompose elle-même en deux autres : l'une OR normale à l'appui et l'autre OS dirigée suivant la contrefiche.

OS est égale à 60000 kilogrammes par ferme et donne dans la contrefiche un travail de tension de 8 kilogrammes.

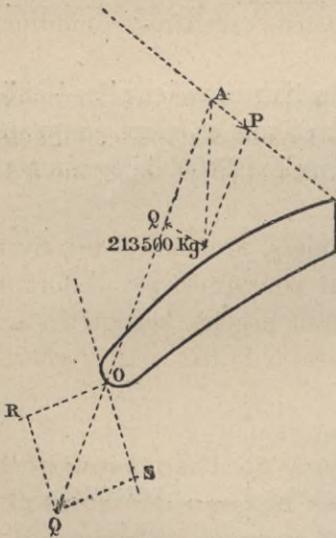


Fig. 127.

L'effort maximum de compression de la contrefiche se produit lorsque l'arc est amarré au montant 2 et construit jusqu'au montant 5. La résultante des poids est de 413 500 kilogrammes, à une distance de 11^m,60 de l'appui.

On obtient les réactions R et S de l'appui et de la contrefiche (fig. 128) en exprimant que la somme des projections, sur la verticale, des forces agissant sur l'arc, est nulle, et que la somme des

moments de toutes ces forces par rapport au point A d'attache des câbles est nulle également. On trouve ainsi que la réaction S est de 40000 kilogrammes, en nombre rond.

On n'a d'ailleurs pas à se préoccuper, pendant le montage, de l'action du vent sur l'arc; en effet, l'effort du vent est plus faible de beaucoup pendant le montage que lorsque tout l'ouvrage est en place, et on a vu plus haut l'importance relativement faible, au point de vue des efforts du vent, de la liaison à la clef des deux moitiés d'arc.

On a donc été placé constamment dans d'excellentes conditions au point de vue de la sécurité.

Les calculs les plus détaillés ont été faits pour les sommiers d'amarrage et pour les pièces de renfort établies dans les tabliers, et l'on s'est astreint à n'avoir, en aucun cas, d'effort supérieur à 40 kilogrammes.

On s'est assuré que, dans les sommiers, le nombre des rivets liant l'âme aux semelles était suffisant pour résister à l'effort de glissement longitudinal qu'on ne saurait négliger, lorsqu'il s'agit de pièces courtes, peu hautes et soumises à de très grands efforts.

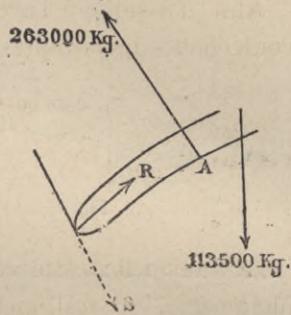


Fig. 123.

§ 115. — Abaissements successifs de l'arc pendant le montage. Épaisseurs théoriques minima des cales placées sous les têtes de câbles. Longueur théorique des câbles. Angle minimum à donner, au départ, à la direction de la fibre moyenne de l'arc, par rapport à sa position définitive.

Lorsqu'on pose les câbles d'un amarrage, il faut commencer par les raidir un peu, afin de les mettre en mesure de recevoir une tension, et par suite il faut placer sous leurs têtes un certain nombre de cales, dont nous évaluerons à $0^{\text{m}},20$ l'épaisseur.

Connaissant la position du sommier d'appui des têtes de câbles

(fig. 129) et admettant que le point A de l'arc où se fait l'amarrage occupe la situation définitive, on peut déterminer la longueur $2L$ à donner au câble entre ses deux têtes pour qu'il soit possible

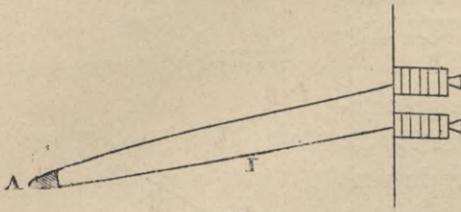


Fig. 129.

d'introduire les 20 centimètres d'épaisseur de cales dont il vient d'être parlé.

Mais le point A n'est pas à sa position définitive, sans quoi, après la mise en tension des câbles sous l'action du poids de l'arc, celui-ci s'abaisserait au-dessous de sa position normale et le clavage ne pourrait se faire qu'en ajoutant un nombre considérable de cales. Il importe donc de connaître quelle doit être, avant la mise en tension des câbles, la position du point A. De plus, outre l'épaisseur de $0^m,20$ nécessaire pour raidir ou enlever le câble lorsqu'il n'a pas encore ou qu'il n'a plus de tension, il faut une épaisseur supplémentaire pour permettre de mettre en tension les câbles de l'amarrage suivant.

De la connaissance de ces quantités on arrive à la détermination des longueurs réelles à donner aux câbles. Nous allons indiquer ci-dessous la méthode employée par les Ingénieurs de l'État pour vérifier les calculs qui leur ont été soumis à cet égard par le constructeur.

Il convient avant tout de savoir quelle est l'amplitude de la rotation que l'arc effectue autour du point O de la retombée, lorsque des câbles, mis en batterie, reçoivent un supplément de charge par suite de la détente des câbles précédents ou de l'addition de nouveaux poids.

La rotation de l'arc dans ces circonstances tient à trois causes qui sont :

1° L'allongement des câbles; 2° le mouvement horizontal du point A du tablier auquel ils ont amarrés, le tablier et les câbles d'amarrage des culées étant allongés ou raccourcis; 3° le

mouvement vertical du même point, la grande pile se comprimant ou se dilatant, suivant le sens des actions qu'elle reçoit.

Soient *OM* (fig. 130) la partie d'arc montée, *AM* la projection sur le plan longitudinal de symétrie des câbles qui vont être mis en tension. La partie de l'arc *OM* est supposée indéformable et le point *O* fixe.

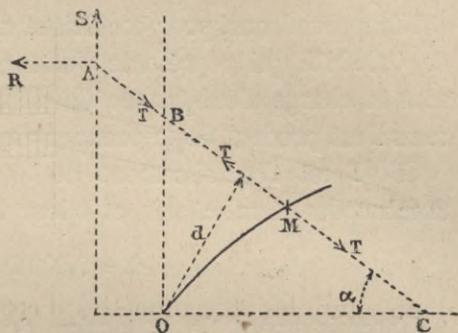


Fig. 130.

Supposons que l'on applique au point *M*, dans la direction de la ligne *AM*, un effort de traction *T*. Cet effort se transmettra au point *A*, où il sera équilibré par les réactions *R* et *S* du tablier et de la pile métallique.

Les deux points *A* et *M* étant en équilibre, appliquons au système matériel qu'ils composent le théorème du travail virtuel. Soient :

- dl* l'allongement du câble ;
- di* le déplacement horizontal du point *A* de gauche à droite ;
- dh* le déplacement vertical du même point de haut en bas ;
- ρ la rotation élémentaire effectuée par le point *M* autour du point *O* dans le sens des aiguilles d'une montre ;
- d* la distance du point *O* à la ligne *AM*.

Nous aurons :

$$Td\rho - Tdl - T \cos \alpha di - T \sin \alpha dh = 0$$

d'où
$$\rho = \frac{dl}{d} + \frac{di}{\frac{d}{\cos \alpha}} + \frac{dh}{\frac{d}{\sin \alpha}}$$

Mais $\frac{d}{\cos \alpha} = OB$, que nous appellerons *Y*.

et $\frac{d}{\sin \alpha} = OC$, que nous appellerons *X*

Par suite :

$$\rho = \frac{dl}{d} + \frac{di}{Y} + \frac{dh}{X}$$

Les longueurs d , Y et X seront données immédiatement par une épure.

Nous prendrons, pour coefficient d'élasticité des câbles, le chiffre de 0,00015 qui représente l'allongement de 1 mètre de câble sous la charge d'une tonne. Ce chiffre est notablement trop fort, mais il est prudent de le prendre ainsi pour éviter tout mécompte.

Si dT est l'accroissement de tension totale des câbles, m le nombre des demi-câbles et l leur longueur, on aura :

$$dl = 0,00015 \frac{dTl}{m}.$$

L'accroissement de la tension du tablier étant $d\theta$, comme sa section moyenne est de 135 000 millimètres carrés, le coefficient d'élasticité du fer étant $1,60 \times 10^{10}$, son allongement sera :

$$0,000121d\theta = \frac{260}{1,60 \times 135 \times 10^4} d\theta.$$

L'accroissement total de la charge des câbles des culées sera $\frac{d\theta \cos \alpha}{\cos \beta}$. Le nombre des demi-câbles étant de 28 et leur longueur se trouvant, en nombre rond, de 40 mètres, leur allongement sera :

$$\frac{0,00015 \times 40}{\cos \beta \times 28} d\theta \quad \cos \beta = \frac{1}{1,15}.$$

Le déplacement horizontal du point K (*fig. 131*) est égal au quotient de cet allongement divisé par $\cos \beta$; son expression sera donc :

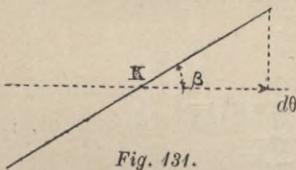


Fig. 131.

$$\frac{0,00015 \times 40}{\cos^2 \beta \times 28} d\theta = 0,000285 d\theta.$$

Par conséquent, le déplacement horizontal de l'extrémité A du tablier aura pour expression :

$$di = (0,000121 + 0,000285)d\theta = 0,000406 d\theta.$$

L'accroissement de la compression de la pile étant dc , sa hauteur 61 mètres, sa section 175 000^{mm}2, on aura :

$$dh = \frac{61}{1,60 \times 175 \times 10^4} dc = 0,000022 dc.$$

Reprenons l'expression de $\rho = \frac{dl}{d} + \frac{di}{Y} + \frac{dh}{X}$.

Elle s'applique au cas où, tout en modifiant les charges des câbles, nous ne modifions pas l'épaisseur des cales. Si, au contraire, nous ajoutons une épaisseur de cales dc , nous aurons :

$$\rho = -\frac{dc}{d} + \frac{dl}{d} + \frac{di}{Y} + \frac{dh}{X}.$$

Nous admettrons d'abord que, lorsqu'on aura fait porter toute la charge sur une batterie de câbles, les câbles précédents ayant été enlevés, on ne changera rien au calage jusqu'au moment où on mettra en tension l'amarrage suivant. La rotation de l'arc dans cette période sera :

$$\rho = \frac{dl}{d} + \frac{di}{Y} + \frac{dh}{X}.$$

Soit dM le moment, par rapport à la retombée, des charges ajoutées; on aura :

$$dT = \frac{dM}{d}$$

et

$$dl = 0,00015 \frac{dM}{md}$$

$$d\theta = dT \cos \alpha = \frac{dM}{d} \cos \alpha = \frac{dM}{d \cos \alpha} = \frac{dM}{Y}$$

$$di = 0,000406 \frac{dM}{Y},$$

$$dc = dT \sin \alpha = \frac{dM}{d} \sin \alpha = \frac{dM}{d \sin \alpha} = \frac{dM}{X}$$

$$dh = 0,000022 \frac{dM}{X}.$$

D'où :

$$\rho = dM \left(\frac{0,00015l}{md^2} + \frac{0,000406}{Y^2} + \frac{0,000022}{X^2} \right).$$

Rien ne sera donc plus facile que d'obtenir les rotations de l'arc pendant les périodes de cette nature.

Considérons ensuite les périodes comprises entre le moment où

un amarrage a son maximum de charge et celui où l'amarrage suivant a reçu toute la charge de l'arc.

Nous aurons comme résultat de l'opération de mise en tension pour le premier amarrage :

$$\rho = -\frac{dc}{d} + \frac{dl}{d} + \frac{di}{Y} + \frac{dh}{X}$$

et pour le suivant :

$$\rho = -\frac{dc_1}{d_1} + \frac{dl_1}{d_1} + \frac{di}{Y_1} + \frac{dh}{X_1}$$

ρ , di et dh représentant les mêmes quantités dans les deux formules.

Les trois derniers termes de chacune des expressions de ρ peuvent être immédiatement calculés.

Si M est le moment, par rapport à la retombée, des charges de l'arc, on a :

$$dl = -0,00015 \frac{Ml}{md} \quad dl_1 = 0,00015 \frac{Ml_1}{m_1d_1}$$

Avec le premier amarrage on a : $\theta = \frac{M}{Y}$,

avec le deuxième : $\theta_1 = \frac{M}{Y_1}$.

Donc :

$$\theta_1 - \theta = d\theta = M \left(\frac{1}{Y_1} - \frac{1}{Y} \right) \quad \text{et} \quad di = 0,000406M \left(\frac{1}{Y_1} - \frac{1}{Y} \right)$$

$$e = \frac{M}{X} \quad \text{et} \quad c_1 = \frac{M}{X_1}$$

$$dc = M \left(\frac{1}{X_1} - \frac{1}{X} \right) \quad \text{et} \quad dh = 0,000022M \left(\frac{1}{X_1} - \frac{1}{X} \right).$$

Retranchons membre à membre nos deux équations; nous aurons :

$$\begin{aligned} \frac{dc_1}{d_1} - \frac{dc}{d} = & 0,00015M \left(\frac{l_1}{m_1d_1^2} + \frac{l}{md^2} \right) + 0,000406M \left(\frac{1}{Y_1} - \frac{1}{Y} \right)^2 \\ & + 0,000022M \left(\frac{1}{X_1} - \frac{1}{X} \right)^2. \end{aligned}$$

Nous avons donc une relation entre $\frac{dc_1}{c_1}$ et $\frac{dc}{c}$. Nous pouvons nous en donner arbitrairement une autre et poser par exemple $dc_1 = 0$, c'est-à-dire demander entièrement la mise en tension des

nouveaux câbles au décalage des premiers. Nous en déduisons $\frac{dc}{d}$ et ρ .

Nous pouvons encore nous donner une valeur de ρ et en conclure les valeurs de $\frac{dc}{d}$ et de $\frac{dc_1}{d_1}$. Il y a lieu de remarquer que la valeur adoptée pour ρ doit être comprise entre le maximum positif que donne la seconde équation en faisant $dc_1 = 0$, et le maximum négatif que donne la première en faisant $dc = 0$.

Considérons ensuite les périodes comprises entre le moment où les premiers câbles d'un amarrage portent tout le poids de l'arc, et celui où ce poids est partagé entre les deux séries de câbles successivement posés au même amarrage.

Ici di et dh sont nuls et l'on a :

$$\rho = -\frac{dc}{d} + \frac{dl}{d} \quad \rho = -\frac{dc_1}{d_1} + \frac{dl_1}{d_1}.$$

La tension des premiers câbles était en totalité $\frac{M}{d}$ et elle est devenue $\frac{mM}{(m+n)d}$, m étant le nombre des demi-câbles de la première série et n le nombre de ceux de la deuxième.

On a donc :

$$dl = -0,00015 \frac{nM}{m(m+n)d}$$

$$dl_1 = 0,00015 \frac{M}{(m+n)d_1}$$

d'où

$$\rho = -\frac{dc}{d} - 0,00015 \frac{nM}{m(m+n)d}$$

et

$$\rho = -\frac{dc_1}{d_1} + 0,00015 \frac{M}{(m+n)d}$$

$$\frac{dc_1}{d_1} - \frac{dc}{d} = 0,00015 \frac{M}{md}$$

Comme tout à l'heure, on pourra se donner soit une relation entre dc et dc_1 , soit une valeur de ρ .

Reste un cas particulier, celui du clavage, à partir du moment

où les câbles amarrés en 8 et en 9, que l'on considère comme appartenant à un même amarrage, portent tout le poids de l'arc, jusqu'au moment où ils ne portent plus rien; on a :

$$\rho = -\frac{dc}{d} + \frac{dl}{d} + \frac{di}{Y} + \frac{dh}{X}.$$

Mais si, ainsi qu'il a été supposé dans tout ce qui précède, on néglige les déformations de l'arc, on a :

$$\rho = \frac{\alpha}{82,50}$$

α étant la quantité dont on veut être trop haut au moment du clavage, et par suite :

$$\frac{dc}{c} = \frac{dl}{l} + \frac{di}{Y} + \frac{dh}{X} - \frac{\alpha}{82,50}.$$

Soit M le moment des poids par rapport à la retombée, on aura :

$$\frac{dc}{d} = -M \left(\frac{0,00015 l}{md^2} + \frac{0,000406}{Y^2} + \frac{0,000022}{X^2} \right) - \frac{\alpha}{82,50}.$$

La période qui s'écoule entre le moment où les premiers câbles sont posés et celui où ils ont leur maximum de charge, rentre dans le premier cas considéré.

Nous aurons donc, pour chacune des phases du montage, les rotations ρ de l'arc et les épaisseurs des cales supplémentaires à ajouter ou à enlever sous les têtes de chaque série de câbles.

Soit $\Sigma\rho$ la somme des rotations de l'arc prises avec leur signe depuis l'origine du montage jusqu'au clavage et calculées par les formules précédentes; cette quantité représente l'angle qu'il faudra donner, au départ, à la fibre moyenne par rapport à sa direction définitive.

Soit R la somme des rotations depuis le moment où un amarrage est sur le point d'être mis en tension, jusqu'au clavage; R représentera l'angle que fait encore à ce moment la fibre moyenne à la retombée avec sa direction définitive.

Nous aurons encore pour chaque série de câbles :

1° L'épaisseur de cales à ajouter pour les mettre en tension ;

2° L'épaisseur de cales à enlever pour mettre en tension les câbles de la deuxième série du même amarrage ;

3° L'épaisseur de cales à enlever pour mettre en tension les câbles de l'amarrage suivant.

L'épaisseur des cales supplémentaires à ajouter, au moment de la mise en batterie de la série considérée, sera donc égale à la première de ces quantités, ou à la somme des deux autres, suivant leurs valeurs relatives.

La longueur à donner au demi-câble sera :

$$L - Rd + e - d \frac{di}{Y} - d \frac{dh}{X},$$

di et dh étant les déplacements totaux du point A, au moment où les nouveaux câbles n'ont point encore reçu de charge, et e étant l'épaisseur des cales supplémentaires.

Si M est le moment total des charges, on aura :

$$di = 0,000\ 406 \frac{M}{Y_0},$$

et.

$$dh = 0,000\ 022 \frac{M}{X_0},$$

Y_0 et X_0 étant relatifs à l'amarrage précédent. Par suite, la longueur à donner aux câbles sera :

$$L - Rd + e - 0,000\ 406 \frac{M}{YY_0} d - 0,000\ 022 \frac{M}{XX_0} d.$$

Nous avons donc tous les éléments nécessaires pour faire le montage.

§ 116. — Influence de la température. Durant le montage, la température varie.

Supposons qu'après la pose des câbles de l'amarrage 2, cet amarrage existant encore, la température baisse de T degrés ; on aura une rotation

$$mT \left(\frac{a}{d} + \frac{b}{Y} - \frac{c}{X} \right)$$

m , a , b , c étant des coefficients constants.

Si la température baisse encore de T degrés après la pose de l'amarrage ρ , cet amarrage existant encore, on aura une rotation

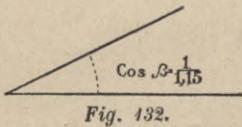
$$mT' \left(\frac{a'}{d_1} + \frac{b}{Y_1} - \frac{c}{X_1} \right).$$

Pour l'amarrage en y on aurait :

$$mT'' \left(\frac{a''}{d_2} + \frac{b}{Y_2} - \frac{c}{X_2} \right).$$

On peut d'ailleurs admettre que $a = a' = a''$, à cause de la faible différence des longueurs des câbles. On voit aisément que le maximum de rotation totale aura lieu si T , T' et T'' ont le même signe pour des valeurs données de T , T' et T'' ; et si l'on pose $T + T' + T'' = 20^\circ$, on reconnaît que le maximum aura lieu pour $T = 20^\circ$, $T' = 0$, $T'' = 0$ (on aurait à peu près le même résultat pour $T = 0$, $T' = 20^\circ$, $T'' = 0$).

Soit 0,000012 le coefficient de dilatation; la variation de longueur des câbles des culées donnera un déplacement du point R égal à



$$0,000\ 012 \times 20 \times 40 \times 1,15 = 0,011$$

La variation de la longueur du tablier sera :

$$239 \times 0,000012 \times 20 = 0,0620.$$

Donc le mouvement horizontal du point A sur la pile sera 0,0732.

Le mouvement du sommet de la pile sera :

$$20 \times 0,000\ 012 \times 60 = 0,0144;$$

l'allongement des câbles sera :

$$20 \times 0,000\ 012 \times 63 = 0,0151$$

et par suite la rotation sera :

$$\frac{0,0151}{10} + \frac{0,0732}{42} - \frac{0,0144}{10} = 0,0015 + 0,00170 - 0,00144 = 0,0018$$

ce qui représente pour l'amarrage 9 une épaisseur de cales de 0,11. On voit donc qu'il importait de se tenir trop haut, au départ,

d'un angle $R + 0,0018$. Si après cela la température se fût relevée, on en aurait été quitte en enlevant des cales entrant dans le calcul de L . Le total des cales à enlever de ce chef à la clef ne pouvait dépasser 0,22.

Les formules qui précèdent ne tiennent pas compte des déformations propres à l'arc. Si l'on voulait corriger l'erreur ainsi commise, on procéderait de la façon suivante :

Soit un point M d'amarrage (*fig. 133*) ; ce point s'abaisse suivant la direction du câble, non pas exactement de ρd mais bien de $\rho d + \varepsilon$, ε étant la projection sur cette direction du chemin qu'aurait parcouru le point M en supposant l'arc encastré aux retombées. On devrait donc remplacer, dans les formules données plus haut, ρ par $\rho + \frac{\varepsilon}{d}$.

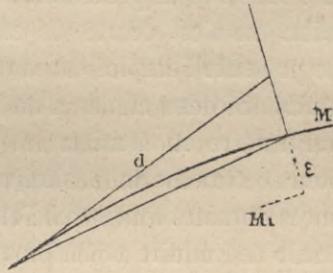


Fig. 133.

$\frac{\varepsilon}{d}$ peut toujours être calculé par les équations de déformation de l'arc, et les formules modifiées donneront les valeurs exactes de ρ , dc , dc_1 .

Quant à la longueur des câbles, elle serait donnée par la formule

$$L = Rd + e - 0,000406 \frac{M}{YY_0} d - 0,000022 \frac{M}{XX_0} d + \varepsilon.$$

ε étant la projection, sur la direction des câbles, du chemin que parcourrait le point M si l'on supposait l'arc encastré aux retombées et passant de l'absence d'efforts au système d'efforts qu'il supporte effectivement.

Dans la pratique, il n'est généralement pas nécessaire de faire les calculs compliqués que comporte cette correction. En prenant pour L et α (surhaussement à la clef) des chiffres assez forts (ce qui a été fait à Garabit), on se met à l'abri des conséquences des faibles erreurs commises en négligeant les déformations de l'arc. Il y a lieu d'ailleurs de faire remarquer que le supplément

de longueur nécessaire pour les manœuvres est moins grand pour la dépose du câble que pour sa pose, alors même que les têtes ne sont pas coupées et que les sommiers restent en place ; car on peut facilement, au moyen de pinces, faire glisser la tête extérieure des câbles sur les sommiers.

On avait d'abord supposé qu'on passerait d'une série de câbles à la série suivante en procédant uniquement par décalage. Mais en exécution on s'est écarté de ce programme, grâce aux commodités que présente l'emploi du verrin hydraulique. Au lieu de demander à la détente des câbles d'un amarrage toute la rotation nécessaire pour mettre en tension les câbles de l'amarrage suivant, on a obtenu cette mise en tension, en grande partie, par une action directe sur ces derniers câbles que l'on tendait au moyen des verrins. Cela a permis de réduire notablement l'amplitude de la rotation de l'arc.

On voit même que si l'arc était tombé, par suite d'une erreur, au-dessous de la position définitive, il eût été possible de le relever.

En fait, l'arc a été tenu moyennement de $0^m,10$ au-dessus de cette position, la quantité $0^m,10$ étant mesurée au point d'amarrage au moment de tension maximum des câbles.

Ces explications montrent combien le système est pratique et quelles ressources il présente.

Il a été nécessaire de disposer les plaques d'appui établies sur les grandes piles, de telle sorte que les déplacements dus à la température et à la traction des câbles ne fissent pas sortir les rouleaux de la plaque. On s'est assuré que cette condition était remplie, par un calcul des plus simples et qu'il est inutile de reproduire ici.

§ 117. — Renseignements complémentaires sur l'emploi et la manœuvre des câbles.

En fait, les longueurs à donner aux câbles ont été déterminées sur place, par les conditions pratiques d'exécution.

Les deux extrémités de chaque câble étaient amarrées par une tête contre des sommiers posés sur le tablier et le câble passait sur une selle attachée à l'arc.

Les têtes des câbles étaient formées de la façon suivante : on passait l'extrémité du câble par un trou conique percé dans la pièce de fer qui devait porter contre le sommier ; le câble était ensuite détordu sur 0^m,50 environ de longueur, et les fils redressés étaient épanouis en forme d'entonnoir dans l'ordre que leur assignait leur position dans le câble. Pour assurer la régularité de cette opération, on a employé tout d'abord, alors que les ouvriers n'étaient pas encore dressés, une couronne en fer percée d'autant de trous qu'il y avait de fils ; plus tard on a pu se passer de cette couronne. Cela fait, on coupait, dans l'entonnoir que formaient les fils, l'âme en chanvre du câble et l'on y plaçait un cône creux, en acier, percé d'un trou à son sommet. Les dimensions de ce cône étaient les suivantes : hauteur 0^m,27, diamètre de la base 0^m,155, diamètre du trou 0^m,006, épaisseur du métal 0^m,010. Le cône pesait 5^{kg},300.

On appliquait avec soin les fils sur la surface extérieure du cône, après quoi on les repliait sur la surface intérieure. La longueur ménagée pour les fils permettait de les retourner en forme de crochet au fond du cône. On versait ensuite dans le cône un alliage métallique fusible. Le liquide pénétrait d'abord par le trou du cône dans le vide laissé par l'enlèvement de l'âme en chanvre et remplissait le cône en noyant tous les fils jusqu'au bord. Le métal refroidissait trop vite pour refluer dans l'intervalle ménagé entre la pièce d'appui et le cône, intervalle qu'on faisait de 0^m,015 de largeur. Pour le remplir, on bouchait avec de l'argile le trou de la pièce d'appui et on versait directement le métal. On plaçait ensuite une petite couronne en fer sur cette pièce, en retraite de quelques millimètres sur le bord de son cône concave ; on rendait cette couronne étanche avec de l'argile et l'on versait du métal liquide entre elle et le cône convexe, sur une hauteur de 0^m,040.

Les fils se trouvaient ainsi complètement empâtés et l'on avait une excellente liaison entre les fils du câble et la pièce qui lui servait d'appui contre les sommiers.

La pose des câbles était précédée d'une opération qui avait pour but de déterminer la longueur qu'il fallait leur donner. On pla-

çait un fil de fer exactement dans la position que le câble devait occuper et on en déduisait la longueur à donner au câble. Cette longueur était reportée sur le tablier et l'on avait ainsi un gabarit sur lequel tous les câbles étaient coupés.

La longueur des câbles, comptée entre les surfaces d'appui des têtes, a été de $126^m,71$, pour l'amarrage du montant 2; de $109^m,69$, pour l'amarrage du montant 5; de $109^m,28$, pour l'amarrage du montant 8; de 115^m , pour l'amarrage du montant 9.

Les câbles d'une ferme de l'arc étaient amarrés sur le sommier de part et d'autre de la poutre correspondante du tablier. Chaque câble avait une de ses têtes à droite et l'autre à gauche de cette poutre. Il y avait donc à peu près symétrie des efforts par rapport à chaque poutre, et les deux poutres étaient chargées de la même manière.

On commençait par étendre le câble sur le tablier et l'on faisait la tête de l'extrémité la plus éloignée du point où se trouvait le sommier. L'autre extrémité non encore munie de sa tête était passée dans l'intervalle des poutrelles qui composaient un même sommier, et après avoir fait avancer cette extrémité de quelques mètres, on la garnissait de sa tête. Dans cette position, le câble se trouvait situé vers l'intérieur du tablier par rapport à la poutre correspondante. La tête du câble faite en dernier lieu était tirée, au moyen d'une corde à main, par des ouvriers échelonnés sur l'arc, tandis que d'autres ouvriers placés sur le tablier modéraient la descente du câble par une corde de retraite attachée à l'autre tête du câble portée par un wagonnet qui suivait la voie de service.

La première tête arrivait sur la selle en fonte par l'intérieur de l'arc. On lui faisait faire le tour de cette selle, après quoi on la remontait vers le tablier, extérieurement à l'arc, au moyen d'un treuil Bernier fixé contre les sommiers. La chaîne du treuil était amarrée au câble au-dessous de sa tête; lorsque le câble revenait près du sommier et qu'il fallait l'introduire extérieurement à la poutre, entre les deux poutrelles du sommier, comme celui-ci dépassait de $1^m,50$ la plate-bande de la poutre contre laquelle le câble était tiré, on était obligé de faire prendre au câble la forme d'une ligne brisée, et cette condition obligeait de lui donner une longueur notablement supérieure à celle que les calculs avaient indiquée.

Ainsi qu'il a été dit plus haut, on tendait les câbles en interposant les cales en fer ou en fonte entre la pièce d'appui de leur tête et des sommiers. La force nécessaire pour tendre les câbles était fournie par un verrin hydraulique éprouvé à 30 tonnes. Ce verrin (*planche LXIX*) se composait d'un corps de pompe dans lequel glissait un piston surmonté d'un couronnement en forme de parallépipède rectangle qui débordait le corps de pompe. Sur les deux petites faces de ce parallépipède, on avait ménagé deux échancrures où se logeaient deux tiges en forme de T, ayant 1^m,25 de longueur, 0^m,06 de largeur et 0^m,06 d'épaisseur, et percées, à leur extrémité opposée à la barre du T, d'un trou cylindrique parallèle à cette barre qui s'appuyait sur le couronnement du piston. Les extrémités de ces tiges étaient reliées par deux plaques également percées de trous; des goujons passaient dans les trous des tiges et des plaques. Les deux plaques saisissaient le dessous de la pièce d'appui de la tête du câble et l'obligeaient à suivre le mouvement ascensionnel du piston. Les cales étaient ensuite placées entre les sommiers d'appui et cette pièce d'appui, et il suffisait d'ouvrir le robinet de décharge de la pompe pour faire reposer la pièce sur les cales.

Le corps de pompe était établi sur une chaise ayant pour pieds quatre cornières qui s'appuyaient sur le sommier et comprenaient entre elles la tête du câble à raidir.

La pompe était indépendante du piston, ce qui était d'une très grande commodité. Cette pompe était munie d'un manomètre qui donnait la tension du câble; ses dispositions étaient telles, d'ailleurs, que l'effort d'un homme ne pouvait produire qu'une tension légèrement supérieure à la tension maxima à laquelle les câbles devaient être soumis. De plus, un second manomètre, que l'on conservait avec soin hors de l'atteinte des ouvriers, pouvait être adapté à la pompe; ce qui permettait de lire à la fois la tension sur deux manomètres qui se vérifiaient ainsi l'un l'autre.

Enfin, l'effort d'un homme ne pouvait guère produire une tension de plus de 15 000 kg. On avait donc pris toutes les précautions possibles pour empêcher qu'il y eût excès dans la traction exercée sur un câble.

La direction des câbles était oblique par rapport aux poutrelles, l'écartement des fermes de l'arc étant supérieur à celui des poutres du tablier, et par suite la première cale posée devait avoir la forme d'un coin pour racheter cette obliquité. Entre les poutrelles et les premières cales, comme entre les cales trop polies, on plaçait des feuilles de plomb.

Les câbles d'amarrage du tablier ont été placés d'une manière analogue; mais on ne faisait la tête voyageuse qu'après le retour de l'extrémité du câble sur le tablier. Pour faire entrer les câbles dans les trous d'amarrage et les en faire sortir, on se servait d'une corde qu'un petit chien conduisait d'une embouchure du trou à l'autre.

Les cales relatives à ces amarrages ont été établies de la même manière que celles dont on a parlé plus haut; mais une fois placées, elles n'ont été soumises à aucune modification jusqu'à l'achèvement de l'arc.

La mise en tension des câbles de la culée et de ceux du montant 2 a été opérée progressivement et simultanément, de façon à ce que le tablier fût soumis à des tensions égales à ses deux extrémités. On a d'abord mis en place tous les câbles du montant 2 avec le nombre de cales voulu; puis on a accru la tension en enlevant les coins qui faisaient reposer les panneaux de l'arc sur l'échafaudage en bois, et en même temps en ajoutant des cales sous les têtes des câbles d'amarrage des culées; l'épaisseur ainsi ajoutée d'un seul coup ne dépassait pas 0^m,02. Lorsque ces dernières cales ont été complètement posées, leur épaisseur totale était de 0^m,26. L'épaisseur des cales d'amarrage au montant 2 était de 0^m,33.

On n'est pas arrivé du premier coup à avoir une répartition uniforme dans tous les câbles; mais on corrigeait les différences constatées le plus souvent en comparant les flèches des câbles ou en les frappant pour les faire vibrer. D'autres fois, au moyen du manomètre du verin hydraulique, on corrigeait ces différences en ajoutant ou en levant des cales à mesure que croissait la tension, et au moment où celle-ci était maximum, on pouvait considérer tous les câbles comme à peu près également tendus.

Lorsqu'on passait d'un système d'amarrage à un autre, on com-

mençait par placer sous les nouveaux câbles le nombre de cales à peu près définitif, puis on achevait de les mettre en tension en décalant l'amarrage précédent.

Au décalage, l'épaisseur de cale enlevée d'un seul coup sous un câble ne dépassait pas 0^m,020, tant que la tension était forte. L'égalité de tension dans le nouvel amarrage était obtenue ainsi qu'il a été dit plus haut.

L'épaisseur totale des cales de l'amarrage a été de 0^m,43 au montant 5 et de 0^m,57 aux montants 8 et 9.

§ 118. — Appareils destinés à la mise en place des pièces. — Câble suspendu et bigue.

Les appareils destinés à la mise en place des pièces ne présentent pas moins d'intérêt que ceux décrits ci-dessus. Leur grande simplicité ne les empêchait pas de réaliser la condition essentielle d'un montage bien conçu, à savoir que la poulie de retour du câble porteur et le centre de gravité de la pièce à mettre en place se trouvent à peu près sur la même verticale. La grande portée de l'arc et surtout le fruit considérable de ses fermes faisaient de la réalisation de cette condition un problème difficile que l'on a résolu de la façon la plus heureuse.

Les éléments constitutifs de l'arc peuvent se classer, au point de vue du montage, en deux catégories comprenant, l'une les pièces entrant dans la composition des fermes, l'autre les pièces ayant pour objet de les entretoiser. Ces dernières ont été mises en place à l'aide d'un câble suspendu, établi suivant l'axe du viaduc; les premières ont été montées au moyen d'une chèvre spéciale appelée bigue.

Le câble suspendu s'appuyait sur des pylônes de 11 mètres de hauteur établis sur les tabliers au-dessus des piles 4 et 5, et ses extrémités, munies de têtes semblables à celles des câbles d'amarrage, portaient contre de petites consoles rivées aux semelles supérieures du tablier. Les pylônes étaient liés aux tabliers par des crampons en fer qui se retournaient à angle droit contre la face intérieure de la semelle.

Le câble était formé de deux cordes en fil d'acier de 0^m,03 de diamètre, reliées tous les trois mètres par de fortes ligatures en fil de fer.

La distance entre les sommets des deux pylônes était de 177 mètres. La flèche prise par le câble, lorsqu'il n'était pas chargé, était de 10^m,36, et alors son sommet se trouvait à 3^m,80 au-dessus de celui de l'arc.

Deux chariots mobiles en fer avaient été passés sur ce câble, préalablement à la mise en place. Chacun d'eux était muni de trois poulies, dont deux servaient à le faire mouvoir le long du câble et la troisième était employée comme poulie de retour du câble monteure. Chacun des chariots servait à une moitié d'arc et était commandé par deux câbles allant l'un à la pile 4, l'autre à la pile 5.

Ces câbles étaient actionnés par des treuils placés côte à côte sur le plancher de service établi, au pied du pylône, sur les plates-bandes supérieures des tabliers. On pouvait donc faire circuler à volonté les chariots sur le câble suspendu. Le câble monteure était actionné par un treuil établi sur le couronnement de la pile. Les poids les plus considérables enlevés d'un seul coup ont atteint 2 300 kilogrammes. Le câble monteure était en chanvre; il avait 0^m,043 de diamètre.

La bigue était placée sur les membrures d'extrados de l'arc et se composait de deux semelles, l'une inférieure et l'autre supérieure, ayant une forme hexagonale (*) et reliées entre elles par quatre montants, dont deux normaux et deux obliques à leur direction. Les montants, situés d'un même côté, s'assemblaient côte à côte sur la semelle inférieure et étaient séparés sur la semelle supérieure par un intervalle de 1^m,80. Au bas des deux groupes de deux montants, se trouvaient fixés deux treuils Bernier. Sur la semelle supérieure, dans les intervalles compris entre deux montants appartenant au même côté, se trouvaient attachées deux poulies de retour, correspondant chacune à l'un des treuils. Les colliers des

(*) Cette forme était nécessaire, en bas pour que la console saisisse bien la semelle, en haut pour faciliter le glissement du collier de la poulie.

poules pouvaient se mouvoir dans les intervalles de 1^m,80, de telle sorte qu'il fût possible de les mettre à l'aplomb de l'emplacement des pièces à monter. Les points de la semelle qui recevaient les montants portaient directement sur les nervures de l'arc. Pour conserver cette disposition essentielle, malgré le rétrécissement progressif de l'arc, il fallait, au fur et à mesure de l'avancement du montage et du transport de la bigue sur l'arc, raccourcir les semelles. Cette opération se faisait de la manière suivante :

On préparait d'abord, sur les deux semelles, les mortaises et les entailles destinées à recevoir les montants dans la nouvelle position que ces derniers devaient occuper. On avait d'ailleurs eu soin, au moment de la construction de la bigue, de marquer par des traits de scie les emplacements de ces entailles.

Cela fait, on déplaçait le montant le plus rapproché de l'axe de la bigue, et après l'avoir fixé dans sa nouvelle position, on transportait le second montant. Les manœuvres sur la semelle supérieure de la bigue étaient exécutées au moyen d'un échafaudage volant attaché à la semelle elle-même.

Lorsque les deux montants étaient à leur nouvelle place, on coupait les longueurs de semelles devenues inutiles, après les avoir attachées, afin de les empêcher de tomber, ce qui eût pu amener des accidents.

Le raccourcissement de la bigue n'avait lieu que d'un côté, et après cette opération, il fallait riper cet engin, ce qui se faisait à l'aide d'une moufle fixée à la nervure de l'arc. On aidait au glissement au moyen de pinces.

En général, pendant toute l'opération, le câble monte-ur attaché au chariot mobile était enroulé à la semelle supérieure et fixé à la semelle inférieure de la bigue.

En rétrécissant la bigue, on avait soin de faire porter les montants au droit de l'âme intérieure des membrures; il restait ainsi les deux tiers de la surface de celles-ci pour compenser le rétrécissement de l'arc. et, grâce à cette précaution, on n'a dû couper les semelles qu'une fois pour deux déplacements, dans la première partie du montage, et une fois tous les quatre déplacements, pendant la mise en place des derniers panneaux.

La bigue a occupé deux positions successives pour chaque panneau: dans la première, elle était placée à l'extrémité du tronçon commun à ce panneau et au panneau précédent; dans la seconde, elle était à l'extrémité du tronçon appartenant exclusivement au panneau en montage.

La semelle inférieure de la bigue était soutenue par deux consoles arrondies en demi-cercle. Chaque console était fixée à la membrure par dix boulons de 0^m,022, prenant dans des trous de rivets que l'on faisait sauter dans ce but.

L'effort maximum supporté par un de ces boulons a été de 1200^{kg} environ.

Pendant le montage, la bigue était placée dans une position inclinée et s'y trouvait maintenue par quatre haubans métalliques qui étaient fixés à la semelle supérieure, auprès de chacun des montants, et allaient s'amarrer à la pile métallique voisine. Deux câbles en chanvre de 0^m,045 de diamètre, attachés aussi à la semelle supérieure et actionnés par des treuils installés sur les piles, servaient à donner à la bigue l'inclinaison voulue. Deux autres câbles du même genre allaient s'attacher dans une direction opposée, en premier lieu au pont de service de la Trueyre, et, plus tard, à une barre transversale placée sur le tablier, et empêchaient le renversement de la bigue en arrière.

Le transport de la bigue sur l'arc avait lieu comme il est expliqué ci-dessus. On amarrait la bigue au câble monte-ur du chariot, en enroulant ce câble autour de la semelle supérieure et en l'attachant à la semelle inférieure.

Deux moufles étaient fixées à l'extrémité de chacune des membrures supérieures de l'arc; les cordes de ces moufles étaient attachées par une de leurs extrémités à la semelle inférieure de la bigue, tandis que l'autre extrémité allait, pour une d'elles, s'enrouler autour d'un treuil placé sur le couronnement en maçonnerie de la pile jusqu'au montant 9, et sur la passerelle du tablier à partir de ce montant, et, pour l'autre, allait dans l'arc où elle était actionnée au moyen de tirades par plusieurs ouvriers.

Des ouvriers détachaient les haubans métalliques et leur don-

naient du mou, tandis que d'autres manœvraient les treuils de commande des deux câbles en chanvre.

Le câble monteur du chariot et les mouffes donnaient à la bigue le mouvement voulu; les autres haubans ou câbles rendaient ce mouvement régulier. L'équipe nécessaire à cette manœuvre comprenait 38 ouvriers, non compris le chef de chantier. Ces ouvriers étaient distribués comme il suit :

Ouvriers actionnant le câble du chariot	10
Ouvriers actionnant les treuils correspondant à deux des mouffes (une de chaque côté)	8
Ouvriers agissant sur les cordes des autres mouffes	8
Ouvriers dirigeant les quatre haubans métalliques.	2
Ouvriers manœuvrant les deux treuils de commande des deux câbles en chanvre au-dessus de la pile voisine	4
Ouvriers manœuvrant les deux autres câbles en chanvre soit sur le pont de service, soit sur le tablier au-dessus de la pile opposée . . .	2
Ouvriers placés sur les membrures de l'arc et aidant avec des pinces la semelle inférieure à glisser, surtout au passage des couvre-joints. .	2
Ouvriers placés sur la bigue et facilitant le jeu des mouffes. . .	2
	—
TOTAL	38
	==

On était obligé d'emprunter pour cette opération un certain nombre d'ouvriers à l'équipe chargée de monter l'autre moitié d'arc. (L'équipe ordinaire pour un côté de l'arc comptait 24 ouvriers environ.)

Afin de permettre la pose des consoles, on faisait avancer la bigue de quelques centimètres de trop; puis, les consoles établies, on la faisait reculer au moyen d'une pince et l'on plaçait exactement la semelle dans la concavité de la console.

L'ordre dans lequel les pièces étaient montées est le suivant :

1° Tronçons inférieurs des membrures appartenant exclusivement au panneau considéré;

2° Tronçons supérieurs des membrures appartenant exclusivement au panneau considéré.

La bigue était alors amenée à l'extrémité des tronçons supérieurs;

3° Tronçons inférieurs communs au panneau considéré et au panneau suivant.

4° Barres extérieures des treillis;

5° Barres intérieures des treillis;

6° Montants verticaux;

7° Tronçons supérieurs communs au panneau considéré et au panneau suivant;

La bigue était alors amenée à l'extrémité des tronçons supérieurs.

Lorsque la bigue occupait cette dernière position, on passait au montage des pièces de l'entretoisement vertical et des contreventements, dans l'ordre suivant :

1° Entretoise inférieure;

2° Entretoise supérieure;

3° Barres de l'entretoisement vertical;

4° Contreventement d'intrados;

5° Contreventement d'extrados;

6° Fers à U.

Ces opérations avaient lieu par le moyen du câble du chariot d'axe.

Toutes les pièces étaient d'un seul morceau, à l'exception des barres intérieures du treillis pour tous les panneaux, des barres extérieures pour tous les panneaux de 11 à 14, des montants verticaux pour les panneaux de 6 à 14, et des entretoises du panneau au panneau 8. Ces pièces étaient d'ailleurs généralement assemblées avant le montage.

Toutes les pièces étaient préalablement amenées sur le pont de service établi sur la Trueyre, d'abord sur le diable trainé par des hommes, ou, quand il y avait de la boue, par des bœufs; ensuite par des wagonnets, que l'on chargeait au moyen d'une grue roulante établie devant la pile 4. Cette grue n'était autre que celle qui avait servi au montage des tabliers sur les plates-formes de lancement.

Les pièces étaient liées au moyen de deux élingues réunies par une chaîne à laquelle on attachait celle du treuil ou bien le câble monteur central. Une corde de retraite guidait le mouvement et empêchait la pièce de tourner, ce qui eût pu amener la rupture du câble en le détendant.

Les plus lourdes pièces montées au moyen de la bigue pesaient 3 200^{kg}.

L'équipe de montage se composait couramment comme il suit, non compris les riveurs :

Monteurs	8
Manceuvres	14
Mousses	2
	<hr/>
TOTAL	24
	<hr/> <hr/>

Le constructeur avait tout d'abord eu l'intention de descendre la bigue sur l'intrados de l'arc, dès que l'on aurait atteint le 12^e panneau. On aurait alors monté séparément l'intrados et celui l'extrados, du panneau 12 à la clef.

Cette combinaison avait été imposée au pont du Douro, parce que le poids de la culasse de l'arc était à peine supérieur à celui de la partie située en avant du point d'attache des câbles métalliques; mais, au viaduc de Garabit, la culasse était très lourde et l'on a pu mener de front, jusqu'à la clef, le montage d'extrados et celui d'intrados.

Du panneau 12 à la clef, le câble suspendu reposait sur les deux bigues et ne pouvait pas contribuer au transport de ces appareils. Aussi le chariot a-t-il été laissé de chaque côté en arrière de la bigue, à partir du panneau 12. Le déplacement de celle-ci s'obtenait alors avec les mouffes, les haubans et câbles de retenue; le glissement présentait d'ailleurs moins de difficulté, car les membrures de l'arc étaient presque horizontales.

Les contreventements d'extrados des panneaux 13 n'ont été mis en place qu'après la pose de la clef, parce que ces pièces n'étaient pas nécessaires pour le clavage.

Le contreventement d'extrados du panneau 14, monté provisoirement au moment du clavage, a été enlevé pour faire passer les sommiers qui devaient supporter le tablier central au-dessus du montant 12. Ce n'est qu'après le passage de ces pièces, qu'ont été définitivement posés les contreventements d'extrados et d'intrados du panneau 14.

§ 119. — Pose des clefs de l'arc.

On avait amené le montage par les moyens indiqués plus haut jusqu'au panneau 14; les tronçons inférieurs extrêmes de ce panneau étaient en place pour chaque ferme. Il restait donc à poser les deux tronçons du milieu de l'intrados et les six tronçons d'extrados.

Le clavage de l'intrados a eu lieu le 23 avril 1884. Chaque tronçon a été élevé par les deux treuils correspondants des deux bigues. Ces pièces ont été d'abord boulonnées au demi-arc Neussargues. Comme les deux moitiés d'arc avaient été tenues au-dessus de leur position définitive, il y avait à l'emplacement des clefs un excès de longueur égal à $0^m,085$, à la température de 3° au-dessus de 0. La surélévation était de 6 centimètres du côté Marvéjols et de 14 centimètres du côté Neussargues.

On a posé, à l'extrémité libre de la clef, les couvre-joints qui devaient l'unir au tronçon Marvéjols. Ces couvre-joints formaient de véritables glissières pour ce tronçon. On a ensuite décalé les câbles des deux côtés, dans la mesure commandée par la situation respective des trous qui devaient coïncider pour la rivure.

Les extrémités des deux demi-arcs ne coïncidaient pas tout à fait en plan; il y avait un écart de 3 centimètres environ. Cette différence pouvait tenir à une erreur d'implantation de l'arc ou du tablier, à un défaut d'exécution, au jeu des rivures, à une tension inégale des câbles d'amarrage des deux fermes, à des différences de température.

Le décalage a fait disparaître une partie de cet écart, bien faible d'ailleurs, étant données la grande longueur de l'arc et les difficultés de l'exécution et du montage d'une pièce aussi compliquée. On a facilement amené les tôles au contact et la coïncidence des trous a alors été très bonne.

La jonction des deux demi-arcs aurait pu être opérée le 22 avril, à deux heures de l'après-midi. On a préféré renvoyer l'opération au lendemain matin, afin d'avoir toute une journée devant

soi pour faire les rivures et opérer un nouveau décalage des câbles.

Le 23 au matin, on a commencé la rivure et, lorsqu'elle a été avancée, on a lâché de 0^m,10 les câbles d'amarrage du montant 8. Cette opération était nécessaire afin d'éviter que le refroidissement nocturne ne fit naître sur les reins de l'arc, de la part des câbles, un effort d'arrachement trop considérable. Il fallait toutefois laisser en place un certain nombre de câbles, car des efforts de vent ou de pesanteur inégalement répartis sur l'arc auraient pu amener la chute de deux moitiés d'arc reliées seulement par deux membrures.

Au lieu de lâcher tous les câbles du montant 8, on aurait pu décaler la moitié des câbles du montant 8 et la moitié de ceux du montant 9. L'effort d'arrachement aurait porté sur quatre barres de treillis, au lieu de porter sur deux barres seulement.

L'opération du décalage a été exécutée avec les verrins hydrauliques dont il a été parlé plus haut.

Mais, tandis que pour la mise en tension des câbles et pour les décalages précédents qu'on avait pu exécuter à loisir, on opérerait successivement sur les deux têtes d'un même câble, ce qui était nécessaire, attendu que le frottement sur les selles était énorme, pour ce décalage spécial on opérerait sur les deux têtes à la fois avec deux verrins (on avait en tout 2 pompes et 4 verrins). Cette manière de procéder permettait de lâcher également les deux moitiés d'un câble et d'éviter l'à-coup qui aurait pu se produire si, une moitié étant en tension, tandis que l'autre était lâchée, un glissement s'était effectué sur les selles. Cette méthode s'impose lorsqu'on veut lâcher complètement et rapidement un câble.

Du 23 au 26 avril, on a posé les pièces suivantes: les montants 13 et 13 *bis*, les treillis intérieurs des panneaux 13 et 13 *bis* (partie supérieure), les fers à U et une diagonale du contreventement d'intrados du panneau 14, les contreventements 13 et 13 *bis*. Ces pièces étaient simplement boulonnées. Les contre-clefs d'extrados n'étaient également que boulonnées.

La diagonale du contreventement d'intrados s'est trouvée trop courte d'environ 4 millimètres; quand on a mis en place l'autre diagonale du contreventement, il y a eu un supplément de longueur de 3

à 4 millimètres, ce qui indique qu'il y avait très peu de fausse équerre dans la rencontre des demi-arcs.

La mise en place de la clef d'extrados a eu lieu le 26 avril, à deux heures de l'après-midi. Cette opération n'aurait rencontré que peu de difficultés, si elle avait été exécutée le matin du même jour à 8 heures. A ce moment-là, en effet, la distance entre les deux tronçons était exactement égale à la longueur de la clef. On supposait que le chaleur diurne en faisant dilater l'arc aurait pour effet de le faire ouvrir à l'extrados ; mais on avait compté sans la présence des câbles dont l'allongement produisait sur l'arc l'effet inverse. Ce dernier effet s'est trouvé prépondérant, et la clef avait 3^{mm} environ de plus que le vide qu'elle devait remplir. Il a été nécessaire, par suite, de buriner les âmes sur quinze centimètres de hauteur et deux millimètres d'épaisseur pour faciliter l'entrée de ces pièces. De longs boulons ont été posés dans les trous correspondants des semelles des tronçons amorces et de la clef, et l'on a frappé sur celle-ci à grands coups de masse, en ayant soin de serrer au fur et à mesure les écrous des boulons, afin que chaque coup produisit son effet sans que la clef pût se relever après le choc. On n'a pas eu à buriner les semelles, parce que les broches ont un effet puissant qui a suffi à faire pénétrer les semelles de la clef dans les intervalles qui devaient les recevoir.

On a, au moyen de la broche, amené tous les trous à coïncider exactement, et l'on a pu procéder à la rivure.

Pour le montage des clefs d'intrados, la position des bigues était la suivante : le pied de chaque bigue reposait sur l'extrémité des tronçons de membrure appartenant exclusivement aux panneaux 13 et 13 bis. Dans cette position, aucune des deux bigues ne pouvait faire monter directement le tronçon de la clef d'intrados, puisque la verticale suivie par les chaînes des treuils se trouvait, de chaque côté, à 4 mètres environ de l'axe du panneau central. C'est pourquoi l'on a eu recours aux deux bigues, ainsi qu'il a été dit plus haut.

Pour le montage des clefs d'extrados, les pieds des bigues étaient au même point que pour le montage de la clef d'intrados. Leur inclinaison était toutefois plus grande, car l'on avait

amené leurs têtes au contact ; on avait ensuite lié les deux entretoises supérieures au moyen de cordes en chanvre. Chaque clef était montée par deux câbles, comme pour l'intrados.

Selon les projets d'exécution, la clef devait avoir des cornières en saillie sur l'âme de 0^m,065 et sur l'about des semelles. On a dû sur le chantier rogner ces saillies, parce que les clefs devaient être amenées à leur place par une descente verticale. Des fourrures-cornières ont été placées après coup sous les couvre-joints pour remplacer les saillies supprimées. On avait eu soin de faire un gabariten planche de la clef, et on l'a présenté à l'emplacement de celle-ci avant de procéder au clavage.

§ 120. — Rivure de l'arc.

Les pièces étaient provisoirement assemblées avec des boulons, mais il était nécessaire que la rivure suivit de très près le montage. L'ordre de la rivure était le suivant :

A. *Pièces appartenant aux ferrures de l'arc* : 1^o âmes des membrures ; 2^o semelles des membrures ; 3^o treillis extérieurs ; 4^o treillis intérieurs ; 5^o montants ; 6^o joint de croisement des treillis ; 7^o fers à U.

B. *Pièces intérieures* : 1^o rivure des cornières servant à attacher les entretoises horizontales aux membrures ; 2^o rivure des entretoises à ces cornières. La rivure des entretoises devait être exécutée avant la pose des pièces de contreventement, sans quoi on n'aurait pu faire cette opération ; 3^o rivure des pièces de l'entretoisement vertical ; 4^o rivure du contreventement.

Il n'est pas sans intérêt d'indiquer comment se sont effectuées les rivures des divers assemblages, dont quelques-uns présentent des formes très compliquées.

1^o *Membrures d'intrados*. — Du panneau 1 au panneau 12, la tête des rivets de semelle a été faite hors du caisson ; on tenait coup avec un tas à main qui pénétrait dans le caisson. Cette manière de procéder ne pouvait s'appliquer entre le panneau 12 et la clef, car les membrures étant presque horizontales dans cette région,

L'ouvrier aurait dû diriger sa masse de bois en haut, dans une direction à peu près verticale; aussi les têtes de rivets y ont-elles été faites à l'intérieur du caisson. L'on tenait coup avec un tas à main suspendu à une corde passée dans un trou de rivet. Les têtes des rivets d'assemblage des âmes et d'attache des treillis et montants étaient faites extérieurement au caisson et l'on se servait de tas de dimension placés dans le caisson.

2° *Membrures d'extrados.* — Les têtes de rivet des semelles ont été faites sur leur face extérieure. On tenait coup avec un tas à main suspendu à une corde passée dans un trou de rivet.

Les rivets des âmes et des treillis ont été posés comme leurs correspondants de l'intrados.

3° *Joints de croisement des treillis.* — Les rivets de ces joints ont été faits sur les faces extérieures des treillis. On s'est servi de tas de dimension qui portaient sur le côté opposé de la barre de treillis.

4° *Pièces de l'entretoisement vertical.* — Les têtes des rivets d'attache des entretoises aux membrures étaient faites du côté de la clef. Quant aux attaches des barres inclinées aux entretoises, la rivure s'opérait du côté de la clef pour l'entretoise supérieure et du côté opposé pour l'entretoise inférieure. Les rivures d'attache de ces pièces entre elles se faisaient indifféremment d'un côté ou de l'autre. Les tas employés étaient généralement coudés, condition défavorable, mais qui s'impose lorsque les rivets sont placés sur de petites cornières, car l'aile de la cornière est alors une gêne.

5° *Pièces du contreventement de l'intrados.* — Du panneau 1 au panneau 5, on a monté les entretoises dépourvues de goussets d'attache des barres de contreventement; au delà du panneau 5, on rivait, sur le pont de service, aux entretoises les goussets inférieurs et les corbeaux des joints du milieu. Dans le premier cas, la rivure des goussets se faisait sur la cornière de l'entretoise. L'opération se continuait comme suit :

(a) Pose et rivure des pièces de contreventement sur le gousset inférieur de l'avant-dernière entretoise; la tête est faite sous le gousset avec un tas de dimension; (b) pose et rivure du gousset supérieur (même entretoise); on fait la tête sur le gousset avec

un tas de dimension; (*c*) rivure des pièces de contreventement sur les goussets inférieurs de la dernière entretoise; (*d*) pose et rivure des goussets supérieurs de cette entretoise du côté des retombées.

6° *Pièces du contreventement d'extrados.* — L'ordre suivi était le même; toutefois la présence de l'entretoisement vertical et la position des ouvriers obligeaient à faire les têtes des rivets d'attache ou pièces de contreventement, sur les goussets inférieurs de la dernière entretoise, dans l'intérieur du contreventement, avec une bouterolle légèrement coudée de 0^m,50. On tenait coup sur la face extérieure du gousset avec un tas à main suspendu à une corde passée dans un trou de rivet.

7° *Joints de contreventement.* — Les deux caissons étaient dès l'abord boulonnés sur les deux goussets, afin d'obtenir un assemblage aussi rigide que possible. Les têtes de rivet étaient faites sur les faces libres des goussets et l'on tenait coup avec un tas de dimension.

L'emploi des bouterolles coudées a, comme on le voit, été très restreint; la très grande majorité des rivets ont été faits avec des tas de dimension et, lorsque l'on a dû revenir aux tas à main, on s'est servi d'outils très lourds et l'on a redoublé de surveillance, afin d'avoir, même dans ces conditions défavorables, une bonne rivure.

On a occupé de chaque côté de l'arc quatre équipes de riveurs, une équipe par membrure. Bien souvent une ou deux équipes étaient distraites de la rivure pour être employées au montage. Chaque équipe de rivure se composait de trois hommes et d'un mousse, ce dernier chargé de chauffer les rivets.

§ 121. — Échafaudages volants établis sur l'arc.

On s'est servi, pour le montage de la rivure de l'arc, d'échafaudages volants, que l'on déplaçait au fur et à mesure de l'avancement du travail. Il était nécessaire d'en établir : 1° pour le montage des tronçons des membrures, 2° pour la mise en place des treillis et montants.

La pose des pièces de l'intérieur de l'arc n'exigeait pas l'emploi

d'échafaudages spéciaux. Les entretoises étaient mises en place au moyen des échafaudages établis pour les membrures; un ouvrier accroché au câble, ou placé à cheval sur une entretoise, suffisait à diriger les petites pièces de l'entretoisement vertical; enfin, pour la pose des barres de contreventement, les goussets inférieurs d'attache de ces pièces sur les entretoises servaient de plate-forme.

Mais il a été nécessaire d'établir pour la rivure de nombreux échafaudages auprès des joints de l'entretoisement vertical et de ceux du contreventement, ainsi qu'au croisement dans le plan des ferrures, des treillis et des fers à U. Les échafaudages installés pour le montage servaient aussi pour la rivure.

Ces diverses installations étaient faites de la manière suivante : on plaçait, à un intervalle de 2 à 5 mètres, deux rondins dans un même plan horizontal et suivant des directions parallèles, au moyen de cordages attachés à diverses pièces de l'arc. Des madriers placés sur ces rondins constituaient le plancher sur lequel travaillaient les ouvriers.

Ces planchers n'avaient qu'une surface restreinte, et il a été nécessaire, pour la sécurité des ouvriers, d'établir deux filets au-dessous des parties de l'arc où le travail était le plus actif. Ces filets, fabriqués en corde de chanvre de 0^m,01 de diamètre, présentaient une largeur de 4^m,80 et une longueur de 10^m,50. On les tendait sur des cadres en charpente, au côté desquels ils étaient liés à des intervalles de 0^m,60. Chacun des cadres avait son grand axe à l'aplomb de la membrure correspondante et l'un de ses côtés sur une longue pièce de 23 mètres de longueur, placée normalement au plan longitudinal de symétrie et commune aux deux filets. Le diamètre de cette pièce importante, composée de deux arbres assemblés bout à bout, était de 0^m,25 dans sa partie moyenne, et de 0^m,20 à ses extrémités. Deux colliers en fer la liaient aux membrures, tout en lui permettant de tourner sur elle-même et de glisser longitudinalement. Le côté de chaque filet, opposé à la longue pièce, était suspendu par des câbles métalliques attachés, soit à la semelle supérieure de la bigue, soit, pendant le transport de cet appareil, aux membrures et à l'entretoise d'extrados.

L'ensemble des deux filets présentait une masse considérable et

L'on devait recourir à l'emploi de la bigue pour en opérer le transport. Cette opération était conduite de la manière suivante. On commençait par relever le côté antérieur de chaque filet, de manière à le mettre au niveau qu'il devait avoir après le déplacement ; ce résultat était obtenu par une rotation de la longue pièce dans ses colliers. On disposait ensuite la bigue de telle façon que sa tête dépassât de 9 mètres environ l'aplomb de la longue pièce, à laquelle étaient attachées les chaînes des treuils, et qui, sous leur action, glissait le long des semelles inférieures. Le transport des filets avait lieu à chaque panneau et, comme l'arc se rétrécissait en se rapprochant de la clef, on devait rapprocher du milieu de la longue pièce les colliers qui l'attachaient aux membrures et les brides qui la liaient aux côtés longitudinaux des filets. La *planche LXVII* donne quelques renseignements sur les filets et sur les manœuvres dont ils étaient l'objet.

Outre les échafaudages dont il a été parlé plus haut, on établissait de chaque côté de l'arc un plancher qui reposait sur toute la longueur d'un panneau. Ce plancher servait de lieu de dépôt et était transporté de façon à se trouver toujours contre le panneau qui précédait celui qu'on montait.

Pour donner accès dans l'arc, on avait établi, contre chacune des deux membrures inférieures et sur les goussets d'attache des barres de contreventement inférieur, des madriers longitudinaux formant deux passerelles de 1^m,30 à 1^m,60 de largeur. Des pièces de bois clouées sur ces madriers, normalement à leur direction, formaient marches. Les deux passerelles aboutissaient à un palier établi à l'entrée du panneau 8, transversalement à l'arc, et duquel on accédait aux régions supérieures de l'arc par une passerelle unique et centrale, établie, à très peu près, de la même manière que celle dont il vient d'être parlé. Les deux passerelles inférieures étaient suivies par un câble métallique attaché aux montants et aux barres de treillis ; la passerelle supérieure était munie de garde-corps en bois. Ces dispositions donnaient toutes les facilités désirables non seulement pour l'exécution des travaux mais encore pour leur surveillance.

CINQUIÈME PARTIE

MONTAGE DES PALÉES ET DES SOMMIERS

§ 122. — Palées.

Le montage des palées s'est effectué au moyen d'installations très simples dont la principale a été l'établissement, au niveau de l'attache du montant 9 à la membrure d'extrados, d'un plancher horizontal, occupant tout l'intérieur de la palée et reposant, d'un côté, sur l'entretoise supérieure du montant 9, et de l'autre sur une longrine soutenue par 4 poteaux de 1^m,80 de longueur portant sur l'entretoise du montant 8.

Une trappe y avait été ménagée, afin de donner passage au câble monteur d'axe qui servait à monter les pièces.

Les tronçons formant la base de la palée ont été amenés à leur place, au bout du câble monteur, par une poussée latérale à bras d'hommes. Les ouvriers étaient au nombre de sept et avaient dû, pour trouver place dans la manœuvre, introduire dans les trous de rivet des âmes du tronçon, des pièces sur lesquelles un certain nombre d'entre eux agissaient.

Pour monter le tronçon supérieur, on a établi un second plancher sur le pourtour et dans l'intérieur de la palée, à peu près au niveau de l'extrémité des premiers tronçons. Un vide était ménagé, pour le passage des pièces, au milieu de ce plancher. De plus, on a dressé, contre chaque arbalétrier, une écoperche solidement fixée à la naissance de la palée et adossée au tronçon déjà posé. La pièce étant arrivée à la hauteur voulue, on l'entraînait à sa place au moyen d'une moufle attachée à l'écoperche.

Les autres pièces de la palée étaient montées dans une position verticale pour franchir les trappes. Elles étaient déposées momentanément sur le plancher et reprises avec une direction convenable pour la mise en place.

Le poids le plus considérable élevé dans ces manœuvres, par le câble monteuse, a été de 2 000 kilogrammes environ.

On n'a pas eu recours, pour la rivure des palées, aux échafaudages mobiles employés pour les piles. Les deux planchers établis pour le montage ont servi pour la rivure des arbalétriers, et il a suffi d'un échafaudage spécial pour la rivure du couronnement.

§ 123. — Pose des sommiers au-dessus des montants 12.

On avait dû s'abstenir de river les pièces de contreventement de la clef, afin de livrer passage aux sommiers.

Les bigues occupaient la même position que dans l'opération du clavage. Les chaînes des deux treuils situés d'un même côté de l'arc étaient amarrées à une même extrémité du sommier, et les quatre treuils agissaient simultanément.

La longueur des sommiers dépassant notablement la distance de deux ferrures de l'arc à la clef, on a dû, pour leur faire franchir ce passage difficile, leur faire prendre une direction oblique en ralentissant le mouvement des deux treuils correspondants.

Le passage franchi, on rendait au sommier sa situation horizontale. La pièce était déposée sur l'extrados et amenée à sa place par un glissement que l'on provoquait au moyen de pinces. Un sommier pesait 4 500 kilogrammes.

SIXIÈME PARTIE

MISE EN PLACE DU TABLIER CENTRAL

§ 124.

Le tablier central a été monté en porte-à-faux et l'on est parti du tablier Marvéjols, auquel trois panneaux du tablier central se trouvaient liés. Une des deux bigues, réduite à la largeur du tablier et raccourcie en hauteur de 2 mètres environ, a été installée sur les plates-bandes supérieures du premier panneau. Deux

console à gorge circulaire, attachées chacune par 12 boulons aux semelles du tablier, recevaient la traverse inférieure de la bigue.

Des câbles en chanvre, actionnés chacun par un treuil et munis d'une moufle, étaient attachés à la traverse supérieure et permettaient de donner à la bigue la direction voulue. Les treuils étaient posés sur un plancher établi au niveau du platelage du tablier. Deux haubans métalliques de 0^m,015 de diamètre, liés aussi à la traverse supérieure, passaient par des trous ménagés dans deux autres consoles, boulonnées également aux semelles du tablier, et servaient à maintenir la position de la bigue. Ces consoles étaient à peu près à la même distance que les treuils et se trouvaient en arrière des deux consoles dont il a été parlé plus haut.

L'inclinaison de la bigue étant réglée de telle sorte que sa tête fût à peu près à l'aplomb du centre de gravité de la pièce, considérée dans sa position définitive, on raidissait les haubans métalliques. La pièce à poser arrivait par le tablier Marvéjols, et était approvisionnée, en arrière de la bigue, sur le platelage du tablier. Les chaînes des treuils de la bigue attiraient la pièce en avant et une corde de retraite réglait ce mouvement.

Lorsque la chaîne était verticale, on montait ou on descendait la pièce, suivant qu'elle appartenait aux plates-bandes supérieures ou aux plates-bandes inférieures, et on l'amenait facilement en place.

Une poulie et une moufle, placées dans l'axe de la bigue, servaient à monter les pièces du milieu du tablier. On mettait d'abord en place les semelles inférieures et le contreventement horizontal.

Les montants, la pièce de pont et les barres inclinées de l'entretoisement vertical étaient préalablement assemblés sur un plancher porté par les semelles inférieures, et le cadre formé par ces pièces était enlevé par les deux treuils de la bigue, dont les deux chaînes étaient attachées chacune à un montant. On plaçait ensuite les barres de treillis, en prenant d'abord celle dont la première attache se trouvait sur la semelle supérieure. On ne procédait à la pose des longerons et du platelage que lorsqu'une travée était terminée.

Le transport de la bigue, qui devait se faire pour chaque tronçon de plate-bande, s'effectuait comme il suit : On attachait les chaînes des treuils aux extrémités des mouffles, dont les cordes allaient

se lier à la traverse inférieure de la bigue. On laissait tout d'abord raidir les haubans métalliques et les cordes en chanvre des treuils, et on faisait avancer le pied de la bigue en actionnant les moufles et en poussant la traverse inférieure avec des pinces, ce qui facilitait le passage des rivets. On amenait ainsi l'appareil dans une position à peu près verticale, afin de réduire les chances de glissement pendant le transport. Cela fait, on lâchait les haubans métalliques et les cordes en chanvre, et on actionnait les treuils de la bigue de manière à maintenir les chaînes en tension, tandis que le pied de l'appareil avançait. On fixait la bigue dans sa nouvelle position et l'on reprenait le montage.

Les manœuvres décrites ci-dessus s'appliquent à la première partie de l'opération, alors que l'on ne pouvait pas appuyer la semelle inférieure sur l'arc.

Dans la suite, on a pu mettre en place successivement plusieurs tronçons de plates-bandes et opérer, partiellement, comme dans un montage sur rive. La rivure du tablier central ne suivait pas de près le montage, parce qu'on était désireux de faire franchir le plus tôt possible le vide à des matériaux destinés aux maçonneries de la rive droite. Afin de ne pas laisser en porte-à-faux une travée entière simplement boulonnée, on a installé une palée provisoire en bois sur l'arc, au milieu de la première travée. Cette travée complètement montée, la palée a été enlevée et l'on a pu s'en servir pour la travée n° 3. La deuxième travée n'a pas nécessité l'emploi d'une palée, car de simples calages suffisaient pour la faire reposer sur l'arc.

Le chantier relatif au montage du tablier central se composait normalement comme il suit :

Bardeurs	9
Monteurs	8
Riveurs	6
Ouvriers de la rivure	4
Chef de chantiers	1
TOTAL	<u>28</u>

La *planche LXXIII* représente le montage du tablier central. Au cours de cette opération, le tablier Marvéjols et le tablier central

étaient au niveau de lançage. En plan, le premier de ces tabliers occupait, à quelques centimètres près, sa position définitive. La rectification de la position en plan a été faite au moyen de verrins. Au lançage, le tablier était situé à 0^m,60 au-dessus de son niveau définitif.

Pour rectifier cette position, on a remplacé les appareils de lançage par des calages en chêne ; après quoi on a procédé à l'abaissement du tablier en commençant par la culée Marvéjols. On descendait tout le tablier de 0^m,40 à 0^m,45 sur toute sa longueur, puis on recommençait. Lorsque le tablier s'est trouvé à 0^m,40 environ au-dessus de son niveau définitif, on a posé les appuis permanents et on a terminé l'opération. On s'est servi pour cela de verrins hydrauliques, qu'on employait au nombre de deux par plate-bande, et l'on procédait symétriquement pour les deux poutres. On avait toujours des calages tout prêts à recevoir le tablier, dans le cas où un verrin se serait rompu. Cet accident a eu lieu une fois et n'a entraîné aucune conséquence fâcheuse.

Le tablier central, attaché au tablier Marvéjols, suivait celui-ci dans son mouvement de descente. On a ensuite séparé le tablier central et on l'a fait glisser au moyen de verrins jusqu'à sa position définitive.

SEPTIÈME PARTIE

UTILISATION, POUR LE MONTAGE DES PARTIES MÉTALLIQUES, DES INSTALLATIONS PROPRES AUX MAÇONNERIES. — INSTALLATIONS COMPLÉMENTAIRES.

§ 125.

Parmi les installations propres aux maçonneries qui ont servi au montage de la partie métallique, on doit citer :

- 1° Le pont de service sur la Trueyre ;
- 2° L'estacade située devant la pile n° 5 ;
- 3° L'estacade intermédiaire établie entre la pile n° 5 et le viaduc d'accès Neussargues.

Le pont de service sur la Trueyre a joué un rôle considérable dans le montage de l'arc, puisque les pièces qui composent cette partie de l'ouvrage étaient amenées sur ce pont pour être amarrées à la chaîne de levage. Ce pont de service a, de plus, servi à la pose de la pile 5, et, concurremment avec les deux estacades indiquées ci-dessus, au transport des fers du tablier Neussargues.

Les dispositions de ces estacades avaient été légèrement modifiées. Les trappes de la première avaient été supprimées et l'on avait installé un plancher dépassant de deux mètres environ la verticale de la chaîne du treuil. Les pièces ne suivaient pas la verticale dans leur mouvement ascensionnel; une corde de retraite leur était attachée et empêchait la chaîne de levage de faire fil à plomb. Lorsque la pièce arrivait au-dessus du tablier, on lâchait la corde de retraite, et la pièce venait d'elle-même sur le tablier.

A l'estacade intermédiaire, comme on manquait de place pour se servir d'une corde de retraite, les tréteaux qui supportaient le treuil formaient avant-bec et la chaîne descendait verticalement contre le plancher.

Les pièces étaient attachées assez loin de leur centre de gravité et le côté le plus lourd était maintenu en haut par une corde qui le liait à la chaîne.

La pièce faisait bascule et se plaçait d'elle-même sur le wagonnet, lorsqu'on détachait cette corde.

Les installations complémentaires propres aux parties métalliques ont consisté dans les échafaudages établis devant les piles 4 et 5 pour le montage des premiers panneaux de l'arc, dans les pylônes, les bigues, les planchers et autres menus appareils décrits plus haut.

HUITIÈME PARTIE

RENSEIGNEMENTS DIVERS

§ 126. — Longueurs et poids maxima des pièces transportées et mises au levage.

Les pièces les plus longues sont les tirants d'amarrage de l'arc, qui mesurent 12^m,46.

Celles dont le transport a présenté le plus de difficulté, à cause de leur forme, sont les tronçons de flasque des panneaux pleins de l'arc. Ces pièces avaient la forme de quadrilatères et ne pouvaient être mises à plat sur une charrette, car leur largeur dépassait la distance qui sépare les roues. Il a fallu établir des calages formant appui au-dessus des roues. De plus, comme ces pièces avaient une largeur supérieure à celle qu'autorisent les règlements sur la police du roulage, les transports ont dû se faire la nuit, afin que la circulation ne fût pas gênée sur la route. Le poids maximum d'un de ces tronçons est de 1 985 kilogrammes.

Les plus lourdes pièces transportées sont les plaques d'appui de l'arc, qui pèsent chacune 4 460 kilogrammes. Ces plaques sont composées de deux morceaux réunis par des boulons.

L'entrepreneur des transports a pu les amener en un seul morceau, la grue de la gare de Neussargues permettant de les charger et le poids habituel du chargement étant de 5 000 kilogrammes.

Les sommiers du tablier central pèsent 4 200 kilogrammes.

La distance entre Neussargues et le chantier est de 35 kilomètres environ, la déclivité maxima de la route est de 7 centimètres. Chaque charrette était traînée par 5 chevaux et on ne recourait pas à l'emploi de renforts.

Les plus lourdes pièces mises au levage ont été les tronçons du panneau 8, armés des selles d'amarrage; ces deux pièces réunies

pesaient 3 500 kilogrammes. Le plus lourd des tronçons de membrure est le tronçon n° 2, commun au panneau 2 et au panneau 3; il pèse 2 900 kilogrammes. Les sommiers établis sur le montant 12 pèsent 4 200 kilogrammes; on a vu qu'on les a montés en employant les deux bigues à la fois.

§ 127. — Emploi du plomb dans le montage.

On a mis des plaques de plomb sous les appuis provisoires établis au-dessus des piles 4, 5, E et F pendant le montage de l'arc, sous les selles d'amarrage des culées, sous les sommiers d'amarrage et entre ces sommiers et les premières cales.

§ 128. — Composition du chantier et rapidité du montage des diverses parties de l'ouvrage.

Les tableaux ci-après donnent la composition du chantier aux moments les plus intéressants des années 1881, 1882, 1883, 1884, et permettent de se rendre compte de la rapidité de montage des diverses parties de l'ouvrage.

COMPOSITION DU CHANTIER DU VIADUC

(NOMBRE MOYEN D'OUVRIERS PAR JOUR)

DIFFÉRENTES PARTIES DE L'OUVRAGE	PREMIÈRE ANNÉE	DEUXIÈME ANNÉE	TROISIÈME ANNÉE		QUATRIÈME ANNÉE
	1881	1882	1883		1884
	OCTOBRE	SEPTEMBRE	MARS	SEPTEMBRE	MARS
	ouvriers	ouvriers	ouvriers	ouvriers	ouvriers
Maçonneries	125	44	»	»	7
Parties métalliques {	Tabliers.	»	72	»	»
	Piles . .	»	25	»	»
	Arc . .	»	4	104	86

TABLEAU

DONNANT LA RAPIDITÉ DU MONTAGE POUR LES DIVERSES PARTIES MÉTALLIQUES DU VIADUC

DÉSIGNATION des portions DE L'OUVRAGE CONSIDÉRÉ	DURÉE DU MONTAGE en jours	POIDS TOTAL de CHAQUE OUVRAGE	POIDS MONTÉ DANS UN JOUR	OBSERVATIONS (durée de la rivure)
Tablier Marvéjols	520	819 277 ^k	3 996 ^k 47	
— Neussargues	86	320 548 ^k	3 727 ^k 30	
— Central	56	194 542 ^k	3 473 ^k 96	
Piles n° 1	19	64 613 ^k	3 400 ^k 6	37 jours
— n° 2	46	92 801 ^k	2 017 ^k 41	120 —
— n° 3	68	130 613 ^k	1 920 ^k 80	127 —
— n° 4	102	173 065 ^k	1 696 ^k 71	100 —
— n° 5	100	172 813 ^k	1 728 ^k	105 —
Arc	332	1 148 084 ^k	3 458 ^k 08	

NEUVIÈME PARTIE

RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX SUR LES DÉPENSES D'INSTALLATION
ET DE MONTAGE

§ 129. — Dépenses d'installation.

Nous donnons ci-dessous la décomposition des dépenses d'installation : 1° pour les maçonneries; 2° pour les piles et tablier; 3° pour l'arc.

§ 1. — INSTALLATIONS PRINCIPALES.

I. — *Installations principales communes à la maçonnerie
et à la partie métallique.*

1° Bâtiments et logements :

Maison de l'entrepreneur	Fr.	8 000	
Écurie et annexe		3 500	
Logement des chefs de chantier		4 000	
Forge et magasin		2 000	
Location de logements		2 400	
Indemnités de terrains		2 100	
	TOTAL . Fr.	22 000	22 000

	<i>Report</i>	Fr.	22 000
2° Échafaudages :			
Pont de service sur la Trueyre (150 ^{mc})	Fr.	15 000	
Installation de rive droite (130 ^{mc})		15 000	
Installation devant la pile 5 (35 ^{mc})		3 000	
	TOTAL. Fr.	33 000	33 000
	ENSEMBLE	Fr.	<u>55 000</u>

Dont 27 500 francs pour les maçonneries et 27 500 francs pour les parties métalliques.

II. — *Installations principales propres à la maçonnerie.*

Magasin à chaux	Fr.	1 800
Installation de la pile 4 (25 ^{mc})		2 500
Installation des piles 1, 2 et 3 (7 ^{mc})		500
Pont de service du viaduc d'accès Marvéjols (80 ^{mc})		7 000
Divers.		1 200
	TOTAL	Fr. <u>13 000</u>

III. — *Installations principales propres à la partie métallique.*

Échafaudages devant les piles 4 et 5, bigues, pylônes, grues roulantes (140 ^{mc})	Fr.	14 000
---	-----	--------

§ 2. — PETITES INSTALLATIONS ET MATÉRIEL.

IV. — *Installations et matériel communs aux maçonneries et aux parties métalliques.*

Voie de 9 ^{kg} , 9 : 1 250 mètres à 5 francs (y compris accessoires)	Fr.	6 250
Wagonnets : 20 à 200 francs.		4 000
Divers.		750
	TOTAL	Fr. <u>11 000</u>

Dont 5 500 francs pour les maçonneries et 5 500 francs pour les parties métalliques.

V. — *Installations et matériel propres à la maçonnerie.*

Bennes : 20 à 50 francs	Fr.	1 000
Cordage métallique pour le montage des matériaux		800
Poulies en fonte pour transmission du câble Hirn : 2 000 ^{kg} × 0,50		1 000
	<i>A reporter.</i>	Fr. 2 800

	<i>Report.</i> Fr.	2 800
Locomotives : 3 à 8 000 francs		24 000
Générateur à vapeur		4 000
Treuil à vapeur : 2 à 2 200 francs		4 400
Broyeurs à mortier : 3 à 500 francs.		1 500
Pompe		2 000
Tuyaux de conduite : 600 mètres à 5 francs.		3 000
Divers.		1 300
	TOTAL Fr.	<u>43 000</u>

VI. — *Installations et matériel propres aux parties métalliques.*

Cordages en chanvre.	Fr.	10 000
Outillage de la forge		1 000
Grands treuil : 2 à 400 francs		800
Treuil moyen : 4 à 250 francs.		1 000
Petits treuil : 8 à 120 francs		960
Petit matériel (masses, broches, bouterolles, tas, boulons, rondelles, forges volantes)		2 000
Madriers, planches et chèvres.		1 500
Selles des amarrages : 9 000 ^{kg}		3 500
Câbles d'amarrage : 39 540 ^{kg} à 1 fr. 05 c.		41 510
Câble suspendu, avec les chariots.		1 000
Treuil Bernier : 6 à 900 francs (et chaînes)		5 400
Câble pour les amarrages : 3 000 ^{kg} à 0 fr. 30 c.		900
6 verrins ordinaires à 500 francs		3 000
Deux pompes et 4 verrins		3 000
Pièces de renfort, sommiers pour le montage de l'arc et divers		48 240
	TOTAL	<u>123 810</u>

RÉCAPITULATION DES DÉPENSES POUR INSTALLATION DE MATÉRIEL.

1^o *Maçonnerie.*

Moitié des installations principales communes. Fr.	27 500
Installations propres à la maçonnerie	13 000
Amortissement à 50 0/0 du matériel commun	3 000
Amortissement à 33 0/0 du matériel propre à la maçonnerie	15 000
	<u>58 500</u>
TOTAL pour les maçonneries. Fr.	58 500

2° Parties métalliques.

	ARC	Piles et tabliers
Moitié des installations principales communes . . .	13 250	13 250
Installations propres aux parties métalliques . . .	12 000	2 000
Amortissement à 50 0/0 du matériel commun . . .	2 000	1 000
Amortissement du matériel propre à la partie métallique	66 000	2 500
	<hr/>	<hr/>
TOTALS . Fr.	93 250	18 750
	<hr/>	
	112 000	
	<hr/> <hr/>	

Le cube total des maçonneries étant de 20 370,368, on voit que les installations relatives à cette partie du travail ressortent à 2 fr. 87 c. par mètre cube.

Le poids total de l'arc étant de 4 150 000^{kg} environ, les dépenses pour installations y relatives reviennent à 0 fr. 0570 par 1^{kg}.

Le poids total des piles et tabliers étant de 4 850 000^{kg} environ, les dépenses y relatives s'élèvent à 0 fr. 0090 par 1^{kg}.

Dépenses de main-d'œuvre. — Les tableaux ci-après donnent des renseignements détaillés sur ces dépenses. Ils indiquent :

1° Les heures de travail employées pour chaque pile, pour chaque tablier et pour l'arc;

2° Le montant de la dépense pour chaque pile, pour chaque tablier et pour l'arc;

3° Le prix de revient du montage par tonne, rivure comprise et rivure non comprise;

4° Le prix de revient de la rivure par tonne et par 100 rivets;

5° Le nombre de rivets posés à Garabit dans chaque pile, dans chaque tablier et dans l'arc;

6° Le nombre moyen de rivets posés par une équipe, dans une journée de 10 heures de travail.

VIADUC DE

Décomposition de la main-d'œuvre employée

DÉSIGNATION des PILES ET TABLIERS	HEURES EMPLOYÉES POUR LA CONSTRUCTION						DÉPENSE TOTALE pour tablier et pour l'arc	POIDS DES FERS qui composent chaque tablier
	CHEFS de chantier à 1 fr. l'heure	BARDEURS à 0 fr. 37 c.	MONTEURS à 0 fr. 55 c.	RIVEURS à 0 fr. 46 c.	CHARPENTIER à 0 fr. 65 c.	MOUSSES à 0 fr. 23 c.		
<i>1° Ta</i>								
Tablier Marvéjols	Heures.	3 230	34 479	12 074	21 066	2 806	9 939	
	Francs.	3 250,00	12 737,03	6 640,70	9 690,36	1 823,90	2 285,97	36 447,96
Tablier central	Heures.	624	4 886	3 086	5 655	2 651	1 885	
	Francs.	624,00	1 807,82	1 697,30	2 601,00	1 723,15	433,35	8 886,82
Tablier Neussargues	Heures.	2 258	14 106	8 147	9 625	5 847	6 549	
	Francs.	2 258,00	5 219,22	4 48,85	4 427,50	3 800,55	1 516,27	21 502,39
<i>2° Arc et</i>								
Arc et palées	Heures.	15 547	99 321	57 025	56 153	47 498	32 075	
	Francs.	15 547,00	36 748,77	31 363,75	25 830,38	30 873,70	7 950,21	148 313,41

GARABIT

au montage des tabliers et au montage de l'arc.

PRIX DE REVIENT DIVERS								OBSERVATIONS
PRIX DU MONTAGE par tonne rivure comprise	PRIX DU MONTAGE par tonne rivure non comprise	PRIX DE LA RIVURE par tonne	DÉPENSE TOTALE occasionnée par le montage	DÉPENSE TOTALE occasionnée par la rivure	NOMBRE DE RIVETS placés à chaque pile du tablier	PRIX DE REVIENT de la pose de 100 rivets	NOMBRE DE RIVETS posés par une équipe dans une journée de 24 heures	
<i>bliers.</i>								
43,55	29,73	13,82	24 881,72	11 563,24	91 970	12,57	128	
43,37	29,67	15,38	5 852,32	3 034,55	18 029	16,83	96	
65,16	48,55	16,61	16 021,49	5 480,90	34 420	15,92	101	
<i>Palées.</i>								
132,16	103,00	29,16	115 690,07	32 623,34	103 681	31,46	57	

NOTA. — Le prix du montage du tablier Neussargues comprend le bardage des fers depuis la pile n° 4 jusqu'à la plate-forme de lançage, et les heures des charpentiers employés à la construction des installations établies pour exécuter ce bardage.

Ce travail supplémentaire de bardage ou d'installation peut être évalué à 43 francs par tonne, savoir : 9 francs pour le bardage, 4 francs pour les installations.

Le prix de revient du montage serait, par suite, de 52 francs, soit 8 fr. 40 c. de plus que le tablier Marvéjols.

Cette différence provient :

1° de la difficulté que l'on avait de surveiller les ouvriers;

2° du temps que ces derniers perdaient lorsqu'ils descendaient à la forge pour chercher un outil;

3° du chef de chantier qui avait un peu moins de vivacité que le chef monteur qui a monté le tablier Marvéjols, et qui obtenait moins de travail pour un même temps. (Ce chantier a été dirigé pendant longtemps par un sous-chef.)

VIADUC DE

Décomposition de la main-d'œuvre employée au montage

DESIGNATION des TABLIERS	HEURES EMPLOYÉES POUR LA CONSTRUCTION						DÉPENSE TOTALE par pile et par tablier	POIDS TOTAL de chaque tablier et POIDS TOTAL des piles (amarrage déduit)
	CHEFS de chantier à 1 fr. l'heure	BARDEURS à 0 fr. 37 c.	MONTEURS à 0 fr. 55 c.	RIVEURS à 0 fr. 46 c.	CHARPENTIERES à 0 fr. 65 c.	MOUSSES à 0 fr. 23 c.		
<i>1° Piles et</i>								
Tablier Marvéjols	Heures. 4 490 Francs. 4 490,00	49 498 18 314,26	15 708 8 639,40	21 532 9 913,92	6 409 4 165,85	11 572 2 661,56	48 184,99	836 826
Tablier Neussargues	Heures. 2 560 Francs. 2 560,00	19 108 7 069,96	9 530 5 241,50	10 213 4 697,98	6 570 4 270,50	7 843 1 803,89	25 643,83	329 980
Tablier central	Heures. 624 Francs. 624,00	4 886 1 807,82	3 086 1 697,30	5 655 2 601,00	2 651 1 723,15	1 885 433,55	8 886,82	197 294
Pile n° 1	Heures. 270 Francs. 270,00	3 003 1 111,11	1 468 807,40	1 889 868,94	710 461,50	870 200,10	3 719,05	61 019
Pile n° 2	Heures. 488 Francs. 488,00	6 356 2 351,72	2 867 1 576,85	3 119 1 434,74	1 441 936,65	2 000 460,00	7 247,96	87 575
Pile n° 3	Heures. 992 Francs. 992,00	7 114 2 632,18	3 619 1 990,45	3 558 1 636,68	1 584 1 029,60	1 322 304,06	8 584,97	126 373
Pile n° 4	Heures. 1 256 Francs. 1 256,00	7 630 2 823,10	4 972 2 734,60	4 944 2 274,24	2 484 1 614,60	2 266 521,18	11 223,72	169 413
Pile n° 5	Heures. 1 226 Francs. 1 226,00	9 693 3 586,41	5 741 3 157,35	5 871 2 700,66	2 029 1 318,85	2 485 571,55	12 561,02	169 249
							126 052,36	1 977 729
<i>2° Arc et</i>								
Arc et palées	Heures. 13 805 Francs. 13 805,00	79 300 29 341,00	52 008 28 604,40	55 079 25 336,34	43 172 28 061,80	29 148 7 287,00	132 435,54	1 122 133

GARABIT

de la partie métallique du viaduc et prix de revient divers.

PRIX DE REVIENT de montage par tonne rivure comprise	PRIX DE MONTAGE par tonne rivure non comprise	PRIX DE LA RIVURE par tonne	PRIX DE REVIENT DIVERS		NOMBRE DE RIVETS posés à chaque pile ou tablier	PRIX DE REVIENT de la pose de 300 rivets	NOMBRE DE RIVETS posés par une équipe dans une journée de 10 heures	OBSERVATIONS
			DÉPENSE TOTALE occasionnée par le montage	DÉPENSE TOTALE occasionnée par la rivure				
<i>Tabliers.</i>								
57,58	43,76 ^(a)	13,82	36 618,75	11 566,24	91 970	12,57	128	<p>(a, b) A déduire les frais d'une descente et d'une remonte et frais du dernier lançage.</p> <p>(c) Le prix de revient du montage du tablier central est plus faible que ceux des tabliers Marvéjols et Neussargues, parce qu'il n'y a pas eu de lançage à exécuter.</p> <p>Ce tablier a bien été monté en porte-à-faux, mais ce système de montage n'offre pas de difficultés sérieuses pour un tablier. La mise en place des pièces est presque aussi rapide que sur plate-forme.</p> <p>(d, e) Le prix de revient de la pile n° 2 est élevé. Cela tient, pour le montage, à l'absence de quelques pièces qui ont fait languir le travail pendant dix jours environ. Pour la rivure, il y a deux causes, d'abord un accident arrivé à l'échafaudage des rivets qui a été complètement démolli, ensuite le peu d'activité que le rivier apportait dans l'exécution de son travail.</p> <p>(f, g) Dans la rivure le prix élevé tient au manque de rapidité dans le travail. Pour le montage, c'est le bardage des fers d'une rive à l'autre qui augmente le prix de revient. Cette observation est applicable au tablier Neussargues.</p>
77,41	60,80 ^(b)	16,61	20 162,93	5 480,90	34 420	15,92	101	
43,05 ^(c)	29,67	15,38	5 852,32	3 034,55	18 029	16,83	96	
60,95	44,34	16,61	2 705,31	1 013,74	5 830	17,38	93	
82,76	63,65 ^(d)	19,11 ^(e)	5 574,11	1 673,85	7 725	21,66	75	
67,91	52,80	15,11	6 675,41	1 909,46	11 900	16,04	100	
66,25	50,59	15,66	8 570,44	2 653,28	13 410	19,78	82	
74,22 ^(f)	55,61	18,61 ^(g)	9 410,25	3 150,77	13 490	23,26	69	
63,73	48,32	15,41	95 569,62	30 482,74	196 774	15,49	93	
<i>Palées.</i>								
118,11	88,95	29,16	99 812,20	32 623,34	103 681	31,46	57	

DIXIÈME PARTIE

PRÉPARATION DES PIÈCES MÉTALLIQUES ET MONTAGES A L'USINE DE LEVALLOIS-PERRET

§ 130. — Piles métalliques.

La division des piles métalliques en étages de 10 mètres, mesurés sur l'axe de l'arbalétrier, a permis de subdiviser chacune des quatre arbalétrières d'une même pile en tronçons courants de 5 mètres de longueur d'âme.

Les tôles et cornières arrivaient à l'atelier de M. Eiffel, à Levallois, avec un excès de longueur de quelques centimètres, après avoir subi les épreuves prescrites par le cahier des charges.

Le dressage s'est fait au marteau sur un tas pour les tôles.

Les cornières ont été dressées au moyen d'une machine spéciale composée essentiellement d'une presse dont le sommier se meut horizontalement, avec une course invariable, et devant lequel on présente les parties convexes de la cornière; celle-ci s'appuie sur deux plans inclinés, qui permettent à l'ouvrier de régler à sa guise l'action du sommier. Ce dressage s'achevait au marteau sur une enclume.

Le traçage s'est effectué comme il suit. Les dessins d'exécution dûment vérifiés, rectifiés et approuvés, indiquaient les dimensions exactes de chaque pièce et la position de tous les trous de rivet. Le traceur n'avait qu'à reproduire le dessin, à grandeur d'exécution, sur la tôle ou sur la cornière venant du dressage. Ce tracé doit être exécuté avec une grande précision, surtout sur les pièces destinées à servir de gabarit pour toutes les pièces semblables.

Chacun de ces gabarits doit être poinçonné avec un soin tout particulier, et vérifié ensuite. Il reçoit alors un numéro d'ordre et l'indication du nombre d'exemplaires qu'il doit servir à préparer.

Les poinçonneuses de l'usine Eiffel sont du système de Bergues. La course du poinçon est de 40 millimètres. Pour les rivets de 22 millimètres, le poinçon a 23 millimètres de diamètre. La matrice est légèrement conique, pour faciliter la chute de la débouchure; sur une tôle de 10 millimètres, le trou poinçonné se trouve avoir 23 millimètres d'un côté et 24 millimètres de l'autre.

Le calibre est fixé sur la feuille à poinçonner, d'abord avec des pinces à vis, puis par des boulons, dès que les premiers trous sont percés.

Les deux feuilles, reliées ainsi d'une manière convenable, sont posées sur des rouleaux, et l'ouvrier poinçonneur les déplace à la pince afin d'amener successivement sous le poinçon les divers trous du calibre. Il arrive à utiliser ainsi un coup sur deux de la poinçonneuse, le coup perdu servant à vérifier la position du trou du calibre sous le poinçon.

Des calibres spéciaux sont préparés pour les attaches d'une des entretoises reliant les arbalétriers au droit de chaque étage de pile. Ils se fixent sur l'âme déjà poinçonnée, au moyen de boulons posés dans les trous des rivures des membrures ou des cornières bordures.

Pour activer le poinçonnage des cornières membrures et des cornières bordures, on emploie une crémaillère dont les dents, exactement espacées, viennent buter sur un point fixe qui se relève à chaque course du poinçon. L'ouvrier n'a qu'à pousser la cornière sur les galets qui la supportent, et la crémaillère, solidement fixée à la cornière, arrête celle-ci dans la position voulue pour recevoir le coup de poinçon. De cette façon, aucun coup de l'outil n'est perdu.

La cornière s'allongeant légèrement par le poinçonnage, on tient compte de cet allongement dans la division des dents de la crémaillère.

Le découpage et le poinçonnage des fers plats de 60×7 des petits treillis se sont faits simultanément avec une machine spéciale.

Pour donner une idée de l'activité du poinçonnage à l'atelier de Levallois, nous citerons ce fait que, le 13 mai 1882, on a percé 14579 trous dans des fers destinés au viaduc de Garabit, sans

préjudice des autres travaux en cours. Chacune des 9 poinçonneuses de l'usine peut percer 1 000 trous par jour.

Rabotage et cisailage. — Les tôles et cornières sortant de la poinçonneuse portaient un numéro d'ordre commun à toutes les pièces semblables. Pour terminer leur préparation, il restait à couper les cornières de longueur, à cisailer les bords longitudinaux des semelles, enfin à raboter les tranches qui doivent former joint, afin de ramener les feuilles de tôle à la forme exacte du calibre.

Dans l'étude des joints de l'ouvrage, on s'était imposé la condition de ne jamais faire passer une ligne de joint par les trous de rivets. La division de ces trous étant invariable, il a suffi, pour couper les pièces de longueur, de conserver à chaque bout la pince prévue par le dessin, c'est-à-dire la cote du trou au bord de la tranche. Des calibres spéciaux, composés d'un tenon cylindrique s'enfilant dans le dernier trou et d'une butée à la distance voulue, avaient été préparés à cet effet.

Les cornières et les bords longitudinaux des semelles ont été coupés à la cisaille, mais toutes les tranches de joint des âmes et des semelles ont été rabotées à une machine spéciale dans laquelle la feuille de tôle, solidement fixée dans une position horizontale, subit l'action d'un couteau à lame verticale entraîné par une vis. L'outil n'agit que sur une feuille à la fois. La dernière action polit la surface de la tranche en enlevant une couche très mince de métal.

Les âmes des tronçons n'ont pas été cisailées, ces pièces se trouvant limitées dans le sens longitudinal par des coins de cornières avec lesquelles on les affleurait au burin après la rivure.

Rivure et montage à l'atelier. — Dans les machines à river du système de Bergues, la course du piston refouloir portant la bouterolle est fixe, cette pièce étant commandée par un excentrique circulaire. Un support vertical maintient la contre-bouterolle dans l'axe du piston. On règle au moyen d'une vis la distance comprise entre la pièce fixe et la pièce mobile, de sorte que tous les rivets posés par l'appareil ont exactement la même longueur à l'extérieur des têtes. Mais comme les tôles et cornières n'ont pas toujours une

épaisseur constante, il en résulte que la pression peut varier d'un rivet à l'autre. Cet inconvénient ne se produit pas dans les machines où la bouterolle agit jusqu'au refus, non plus que dans les machines hydrauliques, où la pression exercée sur la tige du rivet est réglée par un accumulateur.

Toutefois avec des ouvriers soigneux et un réglage fréquent de la bouterolle, les rivures obtenues par les machines de Bergues présentent toute la solidité désirable. Les têtes refoulées sont entourées d'une bavure régulière que les ébarbeurs enlèvent au burin.

La préparation des tronçons d'arbalétrier des piles a commencé par la rivure, à la machine, des deux âmes avec leurs cornières. On a ensuite affleuré au burin les saillies de ces âmes en dehors des cornières et on les a envoyées ainsi au montage.

Sur un chantier formé de solides chevalets de 0^m,80 de hauteur, les semelles d'un même tronçon ont été posées à plat dans l'ordre indiqué par le dessin, et les deux âmes, rivées à leurs cornières, ont été fixées provisoirement à ces semelles avec des broches et des boulons. C'est dans cette position que quatre ou cinq tronçons consécutifs ont été placés bout à bout, afin de vérifier les joints des âmes, des cornières et des semelles.

Enfin, les divers couvre-joints ont été mis en place et brochés de manière à constituer un assemblage complet.

S'il n'y avait pas d'erreur de rabotage, le contact était parfait pour les âmes et les semelles. Quant aux cornières, il fallait retoucher, au burin et à la lime, les bouts coupés, à dessein, un peu trop longs à la cisaille. En résumé, la division courante de rivure étant assurée par les couvre-joints le long de plusieurs tronçons assemblés, toute pince trop longue empêchait le brochage et toute pince trop courte laissait bâiller le joint.

Cette importante vérification étant terminée, les tronçons étaient disjoints et l'on procédait, sur des tréteaux, à la rivure à la main des cornières contre semelles à l'intérieur des âmes, et des petites cornières formant treillis sur la face vide de l'arbalétrier. Tous les trous dans lesquels un rivet froid n'entrait pas librement, avaient été préalablement passés à l'alésoir, puis on envoyait le tronçon à la machine qui rivait l'aile extérieure des cornières contre semelles.

On avait eu soin de tracer en blanc les contours des divers couvre-joints, afin de ne pas river à l'intérieur de ces contours.

L'assemblage des divers tronçons constituant un même arbalétrier de pile était suivi de la vérification des treillis de grande et de petite face et des contreventements horizontaux.

Par suite de la grande dimension des pièces, on était obligé de faire cette vérification en plein air. Les deux arbalétriers d'une pile étant posés sur des tréteaux, on présentait les entretoises, les barres de treillis et leurs goussets sur plusieurs étages consécutifs et l'on assemblait ces pièces avec des boulons et des broches. Toute erreur de longueur était corrigée, ainsi que tout empêchement dans l'assemblage.

§ 131. — Tabliers.

Le travail des tabliers a été mené de front avec celui des piles. Les piles ont été commencées en mars et les tabliers en mai de l'année 1882.

Les tronçons d'âme ont 7^m,400 de longueur courante; leur épaisseur est de 15 millimètres. La course du poinçon de la machine à river était insuffisante pour qu'il fût possible d'employer un gabarit de cette épaisseur. On a établi ce gabarit sur une tôle de 5 millimètres d'épaisseur, qui ne pouvait plus être utilisée.

L'assemblage des tronçons de poutre du tablier Marvéjols, long de 270^m,340, a été entamé par les deux bouts sur deux chantiers tréteaux placés sous un même hangar de l'usine. Ce tablier comprend 73 panneaux de 3^m,70. Les montants verticaux qui limitent ces panneaux sont numérotés de 1 à 74, en partant de la culée Marvéjols.

Les tronçons courants ont 7^m,40 de longueur d'âme; ils sont désignés par les numéros des deux montants qu'ils comprennent.

Le joint se fait au milieu du panneau. La division courante de rivure est de 127^{mm},58, soit 58 divisions pour une longueur de 7^m,400.

Les deux tronçons correspondants d'une même poutre, l'un supérieur, l'autre inférieur, sont absolument semblables à ceux de l'autre partie; ils ne diffèrent que par la cornière bordure destinée à

supporter l'appareil de visite, et par les attaches des contreventements horizontaux spéciales aux tronçons inférieurs.

L'assemblage des poutres se faisait par quatre files de tronçons, sur une longueur de 40 à 50 mètres. On commençait par poser les semelles à plat sur les tréteaux, puis les deux cours de cornières membrures entre lesquelles on enfilait les âmes, et l'on procédait à la vérification des joints, au moyen d'un assemblage, par broches et boulons, des divers couvre-joints d'âmes, de semelles et de cornières. Ce travail terminé, les files de tronçons présentant des lignes droites, on posait à la main des rivets d'attache destinés à relier les éléments d'un même tronçon et l'on envoyait la pièce à la machine à river.

La machine à river faisait la rivure complète d'un tronçon de poutre. Les rivets d'attache posés à la main étaient de huit par tronçon, et il était facile de les reconnaître à leur tête plus plate et souvent déjetée.

Toutes les autres pièces des tabliers ont été rivées à la machine.

La coupe biaise des extrémités des barres de treillis a présenté quelques difficultés, surtout lorsque les cornières étaient de $120 \times 120 \times 15$. On a dû renoncer à dresser ces coupes au burin et à la lime et on a envoyé les pièces à la meule.

Le tablier Neussargues, composé de 28 panneaux de $3^m,700$, a été préparé immédiatement après le tablier Marvéjols.

On s'est enfin occupé du tablier central, composé de 18 panneaux de $4^m,1066$. L'assemblage sur tréteaux des tronçons de poutre de ce tablier a commencé le 14 novembre 1882. La longueur courante était réduite à $6^m,160$, de sorte que les tronçons successifs comprenaient tantôt un montant, tantôt deux, le joint d'âme ayant lieu au quart du panneau et non pas au milieu, comme dans les tabliers Marvéjols et Neussargues. Cette disposition se prêtait mieux au montage en porte-à-faux.

§ 132. — Arc.

La construction de l'arc à l'atelier a commencé en décembre 1882. A l'exception des retombées, toutes les parties de l'arc sont formées d'éléments rectilignes. Les membrures droites d'un montant à l'autre sont coudées au droit de ces montants. Un tronçon droit se trouve au milieu de chaque panneau, sauf entre les montants 8 et 9.

Les membrures de l'arc ont une division courante de 125 millimètres. La longueur d'âme des tronçons courants est de 3^m,250 et 4^m,125 à l'intrados; elle est de 3^m,250, 4^m,125 et 4^m,250 à l'extrados.

Les 4 rotules de l'arc ont été forgées chez MM. Maréchal frères, à Aubervilliers, et rabotées dans les ateliers Cohendet, à Paris. Les faces ont été d'abord placées parallèlement à la raboteuse, pour donner aux branches la longueur de 0^m,650. La partie cylindrique de la rotule a été mise ensuite sur pointes et présentée à l'outil d'un étai lamineur qui en a arrondi la surface, quoique en agissant dans le sens des génératrices. Le rabotage a été une opération laborieuse et a exigé plus de temps qu'on ne le supposait tout d'abord.

Les retombées ont été à peu près complètement montées à l'atelier. Dès que la première a été terminée, on a procédé à la vérification des calibres préparés pour les fermes de l'arc. A cet effet, on a assemblé sur des tréteaux, dans un vaste champ, tous les éléments d'une demi-ferme couchée à plat. Les tronçons coudés des membrures étaient représentés par les calibres des âmes; les montants des barres intérieures et extérieures des treillis l'étaient par deux cornières. Enfin, la file de fers à U joignant les centres des panneaux a été mise en place. Ce montage a permis de vérifier la longueur de corde du demi-arc, longueur qui a été reconnue exacte à quelques centimètres près, et de rectifier quelques attaches défectueuses au point de vue de la coïncidence des trous de rivets. Pour ce motif, une âme de tronçon coudé et quelques cornières de barres de treillis ont dû être remplacées.

Cette indispensable vérification terminée, la construction de l'arc s'est poursuivie sans relâche. Les tronçons de membrure ont été préparés comme ceux des arbalétriers des piles. On commençait par river à la machine les âmes doubles (elles sont doubles jusqu'au montant 9); puis on rivait de la même façon sur ces âmes les cornières contre semelles. Pour les tronçons droits, les cornières bordures étaient rivées; mais pour les tronçons coudés, on réservait cette rivure au chantier de pose, afin de faciliter le montage des barres extérieures de treillis.

L'assemblage sur tréteaux s'est fait par files de 5 ou 6 tronçons posés sur les arêtes des cornières bordures et des semelles, de manière à laisser les âmes dans un plan horizontal.

Il était suivi de la pose, à la main, des rivets que la machine ne pouvait placer; la rivure de chaque tronçon s'achevait ensuite à la machine. Les tronçons de clef ont été assemblés avec les deux tronçons adjacents.

On procédait en même temps à l'essai des contreventements intrados et extrados et des entretoisements verticaux, en commençant par les retombées. On a monté complètement toutes les pièces constituant la culasse de l'arc pour un côté, y compris le premier entretoisement vertical. On s'est ainsi rendu compte de l'exactitude de la longueur des pièces par la coïncidence des trous d'attache, et l'on s'est assuré que les deux rotules avaient bien le même axe horizontal.

Les goussets recevant les abouts des barres de contreventement sont coudés. Fournis en acier doux par les forges de Montataire, ils ont reçu leur forme définitive à l'atelier de Levallois. Un four spécial et une enclume à table horizontale et à facettes d'inclinaisons diverses, avaient été préparés pour ce travail.

Malgré les précautions prises, quelques goussets se sont criqués à l'intérieur comme à l'extérieur du coude, et ont dû être remplacés.

L'essai des contreventements pour les panneaux 2 et 3 a eu lieu simultanément; l'angle des plans de ces contreventements, tant à l'intrados qu'à l'extrados, étant très ouvert, on a pu coucher les barres à plat sur les tréteaux. On a continué ces essais par deux

panneaux à la fois, jusqu'à la clef de l'arc. Les entretoisements ont été également vérifiés panneau par panneau.

A la fin d'octobre 1883, toutes les pièces de l'arc étaient expédiées, sauf les palées dont la construction a été différée jusqu'au mois de mars 1884.

Le travail du viaduc de Garabit s'est terminé à l'atelier de Levallois par la préparation des échelles des piles. Ces échelles ont été expédiées au commencement d'avril de la même année.

L'ensemble de ces travaux a donc pris deux années. Les précautions que l'on vient d'indiquer ont pour une large part contribué au succès du montage. C'est dans la précision du dessin et dans son application exacte que l'on trouve les garanties de réussite nécessaires pour un pareil ouvrage. Il ne faut pas que dans la pose définitive on soit obligé de recourir à l'alésoir pour la rivure; la broche doit suffire, sans quoi on marche vers l'inconnu.

ONZIÈME PARTIE

ÉPREUVE DES MATÉRIAUX. — SURVEILLANCE

§ 133.

Les fers employés étaient de la qualité courante; ils remplissaient à peu près les conditions imposées par la Compagnie de l'Est à ses entrepreneurs d'ouvrages métalliques.

Les épreuves de résistance et d'allongement étaient faites dans les usines métallurgiques, et les procès-verbaux de ces opérations étaient transmis au personnel de surveillance de Paris, qui vérifiait la coïncidence des arrivages avec les envois annoncés.

Ce personnel comprenait :

- 1° Un garde-mines chargé de la comptabilité des arrivages ;
- 2° Un garde-mines, assisté d'un de ses collègues et d'un conducteur

des Ponts et Chaussées, chargés de la surveillance de la fabrication, de la réception des pièces et des pesages.

Toutes les pièces ont passé, avant d'être peintes, sous les yeux de l'agent réceptionnaire, qui les a examinées attentivement sur toutes leurs faces. Celles qui comportaient un assemblage par rivure et ne présentaient pas de défauts, ont été poinçonnées à la marque RL. Les couvre-joints, goussets, fourrures, etc., ne comportant qu'un simple poinçonnage, ont été reçus sans empreinte.

Les principaux défauts constatés dans les réceptions consistaient en rivets déjetés, à tête criquée ou trop peu fournie, en cornières fendues, en lames de petit treillis ouvertes à l'extrémité. Les premières rondelles formant fourrures à l'intersection des petits treillis étaient également fendues. On a dû, pour éviter de pareils accidents, les soumettre à un recuit dans un four, précaution qui a bien réussi.

Toutes les pièces ont reçu à Levallois une couche de peinture au minium.

On procédait enfin au pesage et au chargement sur camion, l'usine Eiffel n'étant pas raccordée à une ligne de chemin de fer. Toutes les pièces ont passé, en présence des agents de l'Administration, sur une bascule Chameroy, sensible à 500 grammes et vérifiée avant chaque opération. La pesée s'inscrivait automatiquement sur un ticket conservé comme moyen de contrôle.

Les grosses pièces étaient amenées sur la bascule par une grue de 6 tonnes qui les reprenait après le pesage pour les déposer sur le camion. Les expéditions étaient ordinairement de 18 tonnes environ et se succédaient assez régulièrement.

Des procès-verbaux de pesage et de réception étaient dressés contradictoirement par l'agent réceptionnaire et par le représentant du constructeur. Une expédition de ces procès-verbaux était adressée à l'Ingénieur, une autre au chef de section à Garabit.

Toutes les pièces recevaient au départ un numéro d'ordre que reproduisaient les procès-verbaux.

Le chef de section à Garabit recevait copie des lettres de voiture et vérifiait la concordance de ces pièces avec les procès-verbaux de réception. A l'arrivée, les pièces étaient reconnues et le poids d'un

certain nombre d'entre elles (un dixième environ) était vérifié sur une bascule Chameroy. Chaque pièce déposée sur chantier était inscrite sur un bordereau général et l'on conservait la date de son arrivée et de son emploi.

L'agent chargé de la comptabilité à Paris adressait tous les mois à l'Ingénieur ordinaire et au chef de section de Garabit un état des fers approvisionnés et montés à l'usine de Levallois-Perret. Les rivets employés à Garabit faisaient l'objet d'attachements acceptés sur le carnet du conducteur par le représentant de l'entrepreneur; il en était de même des pièces arrivées directement sans avoir passé par l'usine de Levallois et des pièces refusées sur le chantier.

Rien n'était donc plus facile que de donner, à la fin de chaque mois, la situation des parties métalliques.

L'état des pièces était vérifié non seulement à l'arrivée, mais encore pendant toute la durée des travaux.

Les pièces reconnues défectueuses se sont trouvées en petit nombre. Les principales ont été :

- 1^o Une âme d'un tronçon de la pile n^o 4 fissurée (remplacée);
- 2^o Un couvre-joint de semelle de l'arc (remplacé);
- 3^o Ame de tronçon inférieur de la nervure de droite dans l'arc, panneau 1^{bis}, fissurée (doublée sur place);
- 4^o Extrémité de l'âme d'un tronçon de la pile n^o 3 fissurée (renforcée par un couvre-joint);
- 5^o Un certain nombre de cornières fendues au droit d'un trou de rivet (renforcées par des couvre-joints).

La rivure de chaque assemblage faisait l'objet d'une réception spéciale avant d'être passée à la peinture. Les rivets criqués, brûlés, déjetés ou mal serrés étaient immédiatement remplacés. Le défaut de serrage se reconnaît facilement au marteau par le son. En cas de doute, il suffit de mettre le doigt sur la tête d'un rivet et de frapper l'autre tête, pour reconnaître si le serrage est bien fait ou si le rivet branle dans son alvéole.

Les rivets étaient essayés au moyen d'un appareil ingénieux imaginé par M. Vinay, conducteur des Ponts et Chaussées.

DOUZIÈME PARTIE

PEINTURE

§ 134.

Nous n'avons pas à donner sur ce point de renseignements bien intéressants, la peinture ayant été faite selon les méthodes généralement employées en France. Il nous suffira de dire que l'exécution de la peinture n'a exigé que de très légers échafaudages volants, établis successivement dans les diverses régions de l'ouvrage.

Le prix de revient de la peinture a été de 10 francs par tonne.

TREIZIÈME PARTIE

DATES D'EXÉCUTION

§ 135.

Date du commencement des maçonneries : 13 septembre 1880 ;
— de leur achèvement : 17 septembre 1885.

Pour permettre le montage de l'arc et le lançage des tabliers, les maçonneries des viaducs d'accès ont été arrêtées vers les naissances, le 6 octobre 1882. Elles ont été reprises le 20 mai 1884 et définitivement terminées le 17 septembre 1885.

Les maçonneries ont donc été exécutées en deux périodes : 1^o du 13 septembre 1880 au 6 octobre 1882 ; 2^o du 20 mai 1884 au 17 septembre 1885.

Date du commencement du montage des fers : 1^{er} août 1882 ;
— du clavage de l'arc : 26 avril 1884 ;
— de l'achèvement du tablier : 18 septembre 1884 ;
— de la pose de la voie : en septembre 1887 ;
— des épreuves : du 10 au 14 avril 1888.

CHAPITRE SIXIÈME

RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX ET RÉSUMÉ

§ 136. — Poids et mesures.

Poids des parties métalliques. — Les tableaux ci-après donnent les renseignements les plus détaillés sur les poids des diverses parties de l'ouvrage. Nous résumons ces renseignements ci-dessous :

1^o Tabliers.

	LONGUEUR	POIDS TOTAL	POIDS PAR MÈTRE COURANT
Tablier Marvéjols. . .	270 ^m ,34	836 826 ^{kg}	3 093 ^{kg}
Tablier central. . .	73 ^m ,92	197 294	2 669
Tablier Neussargues. .	103 ^m ,84	329 980	3 178

Les poids par mètre courant des tabliers dépassent notablement les chiffres habituels; cela tient au chiffre admis pour la surcharge et aux dispositions prises pour assurer l'impénétrabilité du tablier et faciliter l'entretien et la visite de l'ouvrage.

2^o Piles.

	HAUTEUR	POIDS TOTAL	POIDS PAR MÈTRE COURANT
Pile n ^o 1.	24 ^m ,51	61 019 ^{kg}	2 489 ^{kg}
Pile n ^o 2.	36 ^m ,46	87 575	2 402
Pile n ^o 3.	51 ^m ,20	126 373	2 368
Pile n ^o 4.	60 ^m ,74	169 413	2 789
Pile n ^o 5.	60 ^m ,74	169 249	2 786

Il résulte de ce tableau que le poids total d'une pile peut être établi par la formule :

$$P = 8\,000 + 2\,000h + 10h(h - 10)$$

et le poids par mètre courant par la formule :

$$p = 2000 + \frac{8000}{h} + 10(h - 10)$$

h étant la hauteur totale de la pile.

Il faut, en outre, ajouter au poids total de chaque pile : 7 000^{kg} de fer et 1 400^{kg} d'acier pour les amarrages, et 1 700^{kg} de plomb pour répartir la pression sur les appuis en maçonnerie.

3^o Arc. — TABLEAU A.

NUMÉROS DES PANNEAUX	LONGUEUR de la FIBRE MOYENNE	LONGUEUR de la PROJECTION HORIZONTALE	POIDS DES NERVURES ET TRELLIS		POIDS DES ENTRETOISEMENTS ET CONTREVENTS		POIDS TOTAUX	
			Par mètre courant de fibre moyenne	Par mètre courant de projection horizontale	Par mètre courant de fibre moyenne	Par mètre courant de projection horizontale	Par mètre courant de fibre moyenne	Par mètre courant de projection horizontale
	Mètres.	Mètres.	Kilogr.	Kilogr.	Kilogr.	Kilogr.	Kilogr.	Kilogr.
14	4,11	4,11	2 815	2 815	673	673	3 488	3 488
13	8,287	8,21	2 968	2 995	701	707	3 669	3 702
12	8,083	7,80	2 969	3 076	708	734	3 677	3 810
11	8,286	7,69	2 849	3 070	790	851	3 639	3 921
10	8,599	7,60	3 066	3 470	833	945	3 901	4 415
9	3,884	3,30	5 165	6 079	2 210	2 601	7 375	8 680
8	8,319	6,80	4 003	4 897	1 477	1 807	5 480	6 704
7	8,528	6,60	3 704	4 786	1 453	1 878	5 157	6 664
6	8,163	6,00	3 862	5 254	1 484	2 019	5 346	7 273
5	8,293	5,80	3 863	5 524	1 503	2 149	5 366	7 673
4	7,784	5,20	3 897	5 833	1 592	2 384	5 489	8 217
3	7,330	4,70	3 934	6 136	1 611	2 512	5 545	8 648
2	6,893	4,26	4 000	6 473	1 782	2 883	5 782	9 356
1	7,544	4,43	6 095	10 380	1 744	2 970	7 839	13 350

TABLEAU B.

DÉSIGNATION DES PARTIES	LONGUEUR	LONGUEUR	POIDS TOTAUX	POIDS	POIDS
	de la fibre moyenne	de la PROJECTION horizontale		par mètre courant de fibre moyenne	par mètre courant DE PROJECTION horizontale
	mètres	mètres	kilogr.	kilogr.	kilogr.
De la clef au montant 9	41,249	38,71	138 180	3 350	3 569
De la clef au montant 6	66,259	58,11	256 407	3 869	4 412
De la clef au montant 3	89,666	73,81	387 288	4 319	5 247
De la clef à l'extrémité	104,103	82,50	526 945	5 061	6 387

Ces tableaux permettront d'évaluer *à priori*, assez approximativement, les poids d'arcs établis dans des conditions analogues, mais de portées différentes.

On remarquera que le poids par mètre courant des contreventements et des entretoisements croît beaucoup plus rapidement que celui des membrures et des treillis.

4° Poids d'ensemble.

Poids des tabliers, y compris les appuis	1 375 244 ^{kg}
Poids des piles, y compris les amarrages	647 670
Poids de l'arc, y compris les palées et amarrages	1 146 119
<hr/>	
Poids total du fer	3 169 033
— de l'acier	41 008
— de la fonte	23 595
— du plomb	14 990
<hr/>	
TOTAL GÉNÉRAL.	<u>3 248 626^{kg}</u>

La longueur totale de la partie métallique est de 448^m,30;

Le poids par mètre courant est donc de 7 246^{kg},5.

La superficie vue en élévation, entre le nu des culées et au-dessus des soubassements en maçonnerie, est de 23 891^m²;

Le poids par mètre superficiel ressort donc à 1 359^{kg},7.

Le poids de l'arc, des palées et des parties du tablier comprises entre les grandes piles est de 1 672 613 kilogrammes pour une longueur de 177 mètres, ce qui fait ressortir à 9 449^{kg},8 le poids par mètre courant de la partie moyenne de l'ouvrage.

§ 137. — Cubes des maçonneries.

Viaduc d'accès Marvéjols	5 296 ^m ³878
Viaduc d'accès Neussargues	4 367 611
Pile n° 1 (haut. au-dessus du sol de fondation 6 ^m 86)	436 451
<hr/>	
<i>A reporter.</i>	10 100 ^m ³940

			<i>Report.</i> . .	10 400 ^m 3940
Pile n° 2 (haut. au-dessus du sol de fondation 9 ^m 67)				739 306
Pile n° 3 (—	—	10,76)	1 099 949
Pile n° 4 (—	—	27,44)	6 375 492
Pile n° 6 (—	—	10,67)	2 054 681
			CUBE TOTAL . . .	<u><u>20 370^m3368</u></u>

Le prix du mètre cube de maçonnerie ressort à 43 francs.

§ 138. — Dépenses.

Les dépenses se répartissent comme il suit, pour les parties métalliques et les parties en maçonnerie :

	DÉPENSES A L'ENTREPRISE	DÉPENSES EN RÉGIE	DÉPENSES TOTALES
Partie métal . . .	2 342 903 ^{fr} 31	83 863 ^{fr} 00	2 426 766 ^{fr} 31
Partie en maçon. .	806 090 12	70 275 15	876 365 27
			<u><u>3 383 131,58</u></u>

La longueur totale de l'ouvrage est de 564^m69 ; donc le prix par mètre courant est de 5 849 fr. 45 c.

La superficie vue en élévation est de 35 231 mètres carrés, ce qui fait ressortir le prix par mètre superficiel à 93 fr. 76 c.

§ 139. — Examen des calculs.

L'examen des calculs a montré que le viaduc de Garabit était établi dans des conditions de solidité des plus rassurantes.

Les chiffres admis pour la surcharge d'épreuve et pour l'effort du vent sont exagérés, étant donnée l'amplitude de l'arc. Les dispositions adoptées pour rendre impénétrable le plancher et pour assurer au tablier une grande rigidité transversale, les appareils destinés à faciliter la visite et l'entretien de l'ouvrage ont exigé un

surcroît de matière, et l'on ne doit pas s'étonner d'arriver à des poids supérieurs à ceux que donnent les formules en usage.

Le souci de l'économie avait trouvé dans le choix du tracé une satisfaction qui permettait aux Ingénieurs de ne rien négliger pour donner à l'ouvrage toute la solidité désirable et pour dissiper les craintes que pouvait faire naître la hardiesse de la solution proposée. En cela, ils ont obéi à la même pensée qui les avait conduits à composer ce viaduc exceptionnel d'éléments connus et consacrés par l'expérience. Le problème de la traversée des vallées à de grandes hauteurs a été dans ces dernières années tant de fois résolu avec succès, qu'il est permis aujourd'hui d'aborder des solutions de plus en plus hardies, à la condition qu'elles soient plus économiques. Et, en vérité, jamais les circonstances n'ont été plus favorables à de pareilles tentatives. Les progrès de la fabrication de l'acier mettent entre les mains de l'Ingénieur des matériaux d'une résistance plus considérable, — cela dans des conditions de bon marché auxquelles naguère on ne pouvait s'attendre — et il sera permis d'être de plus en plus audacieux dans le choix des tracés de chemins de fer en pays de montagnes.

En ce qui concerne la forme des ouvrages, l'emploi de l'acier aura pour effet d'étendre beaucoup la limite d'application du tablier droit, qui constitue la plus simple des solutions, car l'on sera conduit à faire des économies sur la main d'œuvre, au prix d'un surcroît de métal. La même cause aura encore pour effet de limiter l'emploi de la maçonnerie dans les supports verticaux. Cependant la maçonnerie présente de tels avantages dans l'établissement des piles, qu'on ne devrait pas hésiter à lui faire supporter à la base des pressions de 15 kilogrammes et plus par centimètre carré pour rendre son emploi comparable, au point de vue économique, à celui de l'acier. L'excellence des mortiers dont on dispose actuellement permet d'entrer hardiment dans cette voie.

Des piles en maçonnerie ont été proposées pour le viaduc de Garabit, mais trop tard pour que cette disposition eût des chances d'être acceptée.

**§ 140. — Examen des conditions d'établissement
des grands ouvrages métalliques.**

Il ne sera pas déplacé d'aborder ici l'examen des conditions d'établissement des grands ouvrages métalliques.

On est frappé, lorsqu'on examine les œuvres de ce genre, de la tendance que montrent les Ingénieurs à réduire le nombre des pièces et à chercher des formes plus simples et plus faciles à aborder pour le calculateur.

Partout où le métal a remplacé le bois, dans les combles, dans les tabliers, on a fait du fer un usage approprié à sa nature; ce qui s'explique par l'analogie que présentent le bois et le métal au point de vue des conditions de résistance. Mais, dans les parties d'ouvrage où le fer a remplacé la pierre, on ne s'est pas immédiatement dégagé des habitudes prises, et les travaux métalliques ont reproduit les dispositions des travaux en maçonnerie, comme autrefois les travaux en pierre ont emprunté des formes propres aux constructions en charpente.

Ce n'est pas du premier coup que l'on peut saisir les meilleures conditions d'emploi d'une matière récemment conquise, et l'œil a lui-même besoin de se familiariser avec les nouvelles formes. Cela explique pourquoi l'aspect des ouvrages qui ne sont pas uniquement composés de tabliers droits, de piles verticales et d'arcs à courbures continues, satisfait rarement le sentiment esthétique. Il est cependant des circonstances où la raison conduit à l'emploi d'autres éléments, et les Ingénieurs ne doivent pas hésiter à y recourir, le souci de l'économie devant, plus que toute autre considération, présider à l'exécution des travaux d'ordre industriel. Rien ne s'oppose d'ailleurs à ce que le goût corrige dans une certaine mesure l'effet des formes nouvelles et facilite l'accord qui doit se faire entre nos habitudes esthétiques et les conditions rationnelles d'emploi du métal.

A nous en tenir aux piles et aux arcs à courbure continue, examinons les progrès qui peuvent être réalisés.

Piles métalliques. — La division des piles métalliques en étages égaux facilite dans une certaine mesure l'exécution de ces supports, mais entraîne, pour des piles de grande hauteur, un surcroît de dépense considérable. A Garabit, on a atteint et peut-être dépassé la limite des hauteurs pour lesquelles la division en étages égaux est admissible. Au delà de cette limite, il convient d'augmenter la hauteur des étages de treillis, à mesure que l'on approche de la base du support vertical.

Les piles métalliques à quatre faces, reproduisent, autant qu'il peut se faire, la forme des supports en maçonnerie. Nous pensons qu'on en viendra à les établir comme de grandes palées de charpente.

La pile reposera à sa base sur deux rotules et sera fixée au tablier par une articulation. Il n'est même pas impossible que l'on en vienne, dans certain cas et pour de très grandes hauteurs, à supprimer le treillis de la face transversale, sauf à donner aux arbalétriers, avec une inclinaison plus grande, une rigidité propre considérable et une forme telle que la courbe des pressions, dans le cas des charges les plus défavorables, s'éloigne peu de la fibre moyenne.

Le nombre des pièces se trouvera réduit et la puissance des pièces conservées sera accrue. On ne pourra plus négliger, dans les calculs, le poids propre des pièces ; et, à cet égard, nous donnons dans la note n° 1 de l'Annexe (*page 553*) quelques indications qui pourraient être utilisées.

Arcs. — Les arcs se prêtent à des observations du même genre.

Leur division en panneaux égaux de contreventement présente de graves inconvénients pour les hauteurs et pour les portées exceptionnelles. Le poids des contreventements d'intrados et d'extrados et des pièces d'entretoisement finit, ainsi qu'il résulte des tableaux donnés ci-dessus, par prendre une importance excessive. Comme pour les piles, il convient de faire croître la dimension des panneaux de contreventement, composés d'ailleurs de simples croix, à mesure que l'on approche des appuis. On se rend compte de cette convenance, lorsqu'on regarde l'arc du viaduc de Garabit, dans le

voisinage de la retombée. On est frappé de la multiplicité des pièces et l'on a peine à en saisir l'ordonnance.

Par contre, on devra augmenter la puissance de l'arbalétrier et cela rendra plus facile l'attache des treillis. Bien que l'élévation de l'arc de Garabit soit satisfaisante, il serait mieux, selon nous, de n'avoir dans chaque panneau qu'une barre de treillis, celle que dans nos calculs nous avons appelée la barre j . Les dimensions transversales que l'on serait amené à donner à cette barre unique et aux montants verticaux, dispenseraient d'introduire dans la construction le fer à U qui marque la fibre moyenne, et la ferme aurait un aspect plus léger, en même temps qu'elle offrirait moins de prise au vent.

La nécessité où l'on est d'introduire, dans les tabliers, des montants verticaux pour l'attache des pièces de pont et de l'entretoisement vertical, ne permet pas généralement d'employer le treillis à triangle isocèle, et l'on est conduit à adopter le croisillon simple, lorsque cette disposition n'oblige pas à espacer outre mesure les pièces de pont (*). Dans les piles, la symétrie recommande cette forme de croisillon simple qui, pour les longs treillis, a l'avantage de résister par une barre tendue à l'action du vent, quelle que soit la direction de celui-ci. Mais dans un arc, les barres du treillis n'ont généralement pas une très grande longueur, et la constitution de cette partie de la ferme par les montants verticaux et les barres j , à l'exclusion des barres φ , réalise à peu près le système du triangle isocèle sur une importante fraction de la longueur de l'arc.

Articulation à la clef. — Nous arrivons à la question très controversée de l'articulation à la clef.

Dans la note n° 3 de l'Annexe (*page 568*), nous montrons que, pour un système de forces données, la charpente la plus économique est sans liaisons surabondantes. En admettant même que l'on puisse négliger l'effet de la surcharge, le changement de sens de l'action du vent suffit à faire naître deux groupes bien dis-

(*) Nous montrons dans la note n° 4 de l'Annexe (*page 375*) l'intérêt qu'il y a à donner une grande solidité aux panneaux pleins des tabliers.

tincts d'actions, auxquelles l'on doit successivement résister. Le théorème que nous venons de rappeler ne peut donc pas s'appliquer à une charpente dans laquelle l'action du vent joue un rôle important.

Il n'en est pas moins vrai que l'articulation offre presque toujours des avantages sérieux. Nous devons admettre qu'une liaison surabondante a une action considérable, sans quoi rien ne serait mieux que de la supprimer. Il faudra donc, dans les calculs, tenir compte de cette liaison, et il en résulte une complication toujours sérieuse, qui expose à des erreurs graves, limite les essais et empêche le plus souvent d'arriver à la forme qui convient le mieux dans chaque cas, et aux sections de pièces les plus satisfaisantes. Si théoriquement, dans l'hypothèse de groupes de forces distincts, il existe un système à liaisons surabondantes plus économique qu'un système strictement déformable, il est si difficile de le trouver, que, généralement, on n'y arrivera pas sans y consacrer un temps qu'il serait possible d'employer à réaliser des améliorations plus importantes.

Au point de vue de l'exécution, tout système dans lequel les liaisons surabondantes jouent un rôle important, présente des difficultés sérieuses. Une erreur d'atelier peut rendre la pose impossible et obliger à retoucher certaines pièces; le plus souvent on reculera devant ces retouches, et l'on usera soit de l'alésoir qui détruit le dessin, soit de la broche et de la masse dont l'effet est d'emmagasiner dans les pièces des efforts qu'il est impossible d'évaluer.

L'arc de Garabit avait été soigneusement exécuté à l'atelier, et cependant le clavage n'a pas été une opération facile. Il a fallu rogner les clefs d'extrados et les forcer à la masse et à la broche, dans des conditions dont le calcul ne saurait tenir compte.

Il ne faut pas perdre de vue qu'il est impossible d'arriver à une exactitude absolue pour la longueur de la corde. En admettant que l'erreur soit limitée à 3 centimètres à l'atelier et à 4 centimètres sur le chantier, on voit que l'on peut, même avec une exécution soignée, avoir une erreur totale de 7 centimètres, d'où il peut résulter pour les membrures, au voisinage de la clef, un supplément d'effort de 1^{kg},9 environ.

Avec l'articulation à la clef, l'opération du clavage pourrait sans doute être simplifiée, et une erreur d'exécution n'altérerait que dans une mesure insensible les conditions de travail des diverses pièces.

L'articulation a contre elle les habitudes prises et le succès des arcs non articulés. C'est bien quelque chose aux yeux des Ingénieurs qui ne veulent rien hasarder.

Cela explique que nous n'ayons pas songé à articuler la clef du viaduc de Garabit; mais nous n'hésitons pas à reconnaître qu'il y a de grandes probabilités pour que l'articulation soit justement en faveur dans un avenir prochain, bien que l'interruption de la forme générale de l'arc à la clef paraisse de nature à nuire à l'aspect de l'ouvrage.

Un arc composé de deux fermes sans barres surabondantes et articulées à la clef, et de contreventements à simple croix et reposant sur quatre rotules, n'est point encore un système théoriquement calculable par la statique seule; mais en pratique il le sera, ainsi qu'il a été dit plus haut, et il est désirable, à raison de la longueur des pièces, de conserver un contreventement à double treillis, afin qu'une barre tendue résiste toujours au vent quelle que soit sa direction.

Il est certain qu'on trouvera des formes de charpente bien différentes et plus économiques : ce sera l'œuvre du temps; mais le progrès prochain nous paraît devoir résider dans les modifications que nous venons d'indiquer.

§ 141. — Tabliers de grandes portées.

Les tabliers de très grandes portées présentent un poids permanent si considérable, que la surcharge et les effets du vent ne jouent qu'un rôle secondaire dans la production des efforts auxquels sont soumises les barres des poutres principales. Il nous paraît qu'ils se prêtent bien à l'application du théorème démontré dans la note 3 de l'Annexe (*page 368*). Non seulement ces tabliers pourraient être avantageusement établis sans barres surabondantes, mais encore il sera en général économique de les articuler de telle sorte que, malgré

la multiplicité des appuis, il n'y ait pas de liaisons en excès. Mais rien ne prouve que les articulations doivent se faire sur les appuis; il n'en sera généralement pas ainsi, et il y aura lieu d'examiner dans chaque cas particulier les points les plus convenables.

De pareilles dispositions ne se prêteront pas à l'opération du lançage, mais on pourra y substituer le système du montage en porte-à-faux, avec d'autant plus de raison que, pour de grandes portées, le lançage est difficile et périlleux (*).

On admet généralement qu'en augmentant la flèche d'un arc, on le place dans de meilleures conditions de résistance; cela n'est vrai qu'entre certaines limites. Il arrive, en effet, un moment où l'action du vent est d'une importance considérable.

L'action du vent a pour résultat non seulement de faire naître des efforts dans les barres, mais encore de mettre en péril la stabilité de l'arc, et s'il importe peu qu'une barre travaille exceptionnellement à un coefficient supérieur de quelques kilogrammes au coefficient normal, il serait dangereux qu'un arbalétrier d'arc se détachât de son appui.

Cette considération nous a conduit à relever de 8 mètres les naissances de l'arc et nous a fait regretter de ne pas avoir réduit encore la flèche, en reportant la culée rive gauche au delà de la route nationale. On aurait certainement réalisé sur les maçonneries des économies compensant, et au delà, le surcroît de dépenses que l'on aurait dû faire pour la partie métallique. La longueur de la corde de l'arc aurait été de 190 mètres environ; nous nous serions donc écarté de la règle que nous nous étions proposée de ne pas dépasser les portées connues, et cela explique que nous ayons reculé devant une mesure si avantageuse à d'autres points de vue.

§ 142. — Montage de l'arc.

La description détaillée que nous en avons faite, a suffi pour faire apprécier la valeur des procédés employés pour le montage de l'arc. Le mode de suspension de l'arc est parfait; la sécurité

(*) On peut cependant lancer de très longues travées, en les lançant par moitiés que l'on assemble au milieu de la portée.

est absolue ; la manœuvre est facile, et toute erreur commise peut facilement être réparée. L'ensemble des mesures prises pour la mise en place des pièces, le câble central et la bigue réalisent bien cette condition indispensable d'amener le centre de gravité des pièces sur la verticale du point qu'il doit définitivement occuper. La bigue est un moyen des plus ingénieux ; son seul défaut réside dans la nécessité où l'on est de la déplacer souvent, et l'on trouvera sans doute le moyen d'éviter cet inconvénient. Cet appareil n'en restera pas moins comme une première et remarquable solution d'un problème des plus difficiles.

Les engins de traction, treuils de diverses natures, ont bien fonctionné ; mais on peut regretter la lenteur des manœuvres à bras, et il est permis d'espérer que les progrès des machines permettront de leur demander une action plus rapide et cependant aussi satisfaisante au point de vue de la sécurité des ouvriers.

Il nous est d'autant mieux permis de rendre justice à ce que le montage a eu de satisfaisant, que tout l'honneur en revient à l'entrepreneur et à ses Ingénieurs. Le rôle des Ingénieurs de l'État s'est borné à recommander aux constructeurs de prendre certaines mesures de précaution pour mettre le tablier à l'abri de tout danger de renversement, de munir de deux manomètres la pompe du verrin et d'ajouter quelques pièces de renfort au tablier pendant le montage de l'arc.

§ 143. — Lançage du tablier.

Le lançage du tablier a été effectué dans des conditions aussi bonnes que le permet la nature même du procédé ; mais il suffit de suivre de près une pareille opération pour en reconnaître les inconvénients. Le passage des plates-bandes sur les galets fait travailler les âmes, le moindre incident oblige de recourir au verrin hydraulique et d'exercer des efforts considérables ; aussi est-il rare qu'une partie notable des pièces d'un tablier lancé n'aient pas subi des efforts supérieurs à la limite d'élasticité. Nous avons à Garabit, pour diriger l'opération, un homme exceptionnellement habile et

prudent, M. Compagnon; mais nous sommes convaincu que presque toujours les lançages maltraitent le métal, au point qu'il est, selon nous, préférable de faire travailler le fer de l'ouvrage en place à 7^{kg}, au lieu de 6^{kg}, et de s'imposer quelques sacrifices pour éviter le lançage. Si l'on a recours à cette opération qui a souvent l'avantage de permettre une marche plus rapide, on ne saurait trop prendre les précautions que nous avons recommandées au chapitre V, et n'autoriser le lançage qu'après avoir vérifié la stabilité de tous les appareils et de tous les supports.

Le montage en porte-à-faux du tablier central nous a démontré qu'on pouvait faire économiquement la mise en place d'un tablier avec ce procédé. Il ne faudrait pas conclure des chiffres que nous avons donnés plus haut, qu'un tablier ainsi monté soit aussi économique qu'un tablier construit sur rive et lancé; car, au moment où le tablier central a été posé, les ouvriers avaient acquis une pratique exceptionnelle dans le montage de l'arc. Ces chiffres prouvent toutefois qu'il n'y a pas entre les deux systèmes une différence de prix compensant les inconvénients du lançage.

Les derniers accidents survenus au cours du lançage d'ouvrages considérables viennent à l'appui de notre assertion. Le montage en porte-à-faux, qui se prête à toutes les situations et à toutes les portées, est un procédé des plus recommandables; il peut même être le plus économique, lorsque l'établissement des plates-formes de lançage nécessite de grandes dépenses.

§ 144. — Coût du lançage.

Les dépenses proprement dites de la manœuvre du lançage ont atteint à Garabit: pour le tablier Marvéjols, 10 331 francs, et pour le tablier Neussargues, 3 968 francs.

Le poids du tablier Marvéjols est de 836 826 kilogrammes, ce qui donne 12 fr. 35 c. par tonne.

Le poids du tablier Neussargues est de 329 980 kilogrammes, ce qui donne 12 fr. 002 par tonne.

Le dernier lançage du tablier Marvéjols a coûté 1 909 francs.

Le dernier lançage du tablier Neussargues a coûté 1 231 fr. 44 c.

Les dépenses d'abaissement et de relèvement des tabliers, avant et après le montage de l'arc, ont été de 1 416 francs pour le tablier Marvéjols, et de 589 fr. 60 c. pour le tablier Neussargues.

§ 145. — Dépenses d'installation et de main-d'œuvre.

On a vu que les dépenses sur le chantier de Garabit avaient atteint, par kilogramme : pour les piles et tablier, 0 fr. 153, dont 0 fr. 063 pour la main-d'œuvre et 0 fr. 090 pour les installations et dépenses diverses; pour l'arc, 0 fr. 175, dont 0 fr. 118 pour la main-d'œuvre et 0 fr. 057 pour les installations et dépenses diverses.

A l'atelier, on peut évaluer les dépenses à 4 centimes et demi pour les piles et tabliers, et à 10 centimes pour l'arc.

Il en résulte que la différence de prix du kilogramme de fer, suivant qu'il s'agit des piles et tabliers ou de l'arc, peut être évaluée à 0 fr. 077. A Garabit, la difficulté des transports augmentait un peu cette différence.

L'écart serait beaucoup moindre si les appareils nécessités par la mise en place de l'arc, notamment les verrins, treuils et câbles, trouvaient un emploi plus fréquent.

§ 146. — Rivure.

Ainsi que nous l'avons dit plus haut, toute la rivure a été faite à la main. Malgré une surveillance des plus sérieuses, il y a eu, comme cela arrive toujours, quelques inégalités dans la qualité des rivures, et il est bien désirable que l'on arrive à faire des machines pouvant fonctionner sur des chantiers même d'accès difficile.

Le nombre de rivets posés par jour et par équipe a été de 93, et le prix de la pose de cent rivets s'est élevé à 15 fr. 49. Le travail des rivets ne doit pas excéder 4^{kg} dans les membrures et 5^{kg} dans

les autres pièces. Le nombre des rivets posés est donné par le tableau suivant :

	RIVETS POSÉS A L'ATELIER		RIVETS POSÉS A GARABIT	
	EN TOUT	PAR TONNE	EN TOUT	PAR TONNE
Piles	120 553	194	52 355	86
Tabliers	123 021	87	155 471	113
Arc	122 927	107	104 441	93

§ 147 — Peinture.

La peinture, y compris les dépenses de nettoyage, est revenue à 10 francs par tonne.

On a cherché à éviter l'introduction de l'eau entre les pièces assemblées, en peignant avec soin les joints; mais il est impossible de ne pas reconnaître que nos procédés français laissent planer un doute sur la préservation des faces cachées des pièces.

§ 148. — Assemblages.

Nous avons indiqué avec détail les précautions prises pour assurer la durée des assemblages, en les mettant autant que possible à l'abri des chocs qu'y fait naître le passage des trains et en prenant les dispositions les plus propres à limiter les vibrations qui tendent à s'y produire. Il convient, avons-nous dit, que les goussets soient attachés suivant deux de leurs côtés, afin qu'il y ait toujours une liaison, alors même qu'une dessoudure se produirait tangentielle-ment à une ligne de rivets. On agirait mieux encore en faisant les goussets en tôle laminée dans les deux sens, ou bien en acier doux. La visite du tablier du viaduc de la Tardes après sa chute (*) nous a confirmé dans cette opinion, et nous avons cru reconnaître des dessoudures qui ne pouvaient certainement pas être constatées lorsque le pont était en place.

(*) Cet accident a eu lieu le 26 janvier 1884 (Voir l'article du *Génie Civil*, tome V, n° 15, page 237).

Ce que nous disons des goussets s'applique aussi aux âmes, qui ne sont pas autre chose que de grands goussets longitudinaux. Bien entendu, on ne peut pas les laminier dans les deux sens; mais il est bon d'y employer des tôles de qualité supérieure, ou encore une double tôle lorsque cela est possible.

Plusieurs dessoudures ont été constatées dans ces pièces au viaduc de Garabit.

C'est là une grosse question, et nous n'hésitons pas à dire que, lorsque les plus grandes précautions ne sont pas prises, lorsque les goussets et les âmes ne sont pas examinés avec le plus grand soin, nos assemblages présentent moins de sécurité que les liaisons à chevilles des Américains.

Nous avons indiqué les constatations faites sur des ponts de la Compagnie d'Orléans, constatations qui prouvent combien les assemblages d'un tablier peuvent arriver vite à l'état de vétusté. Nous croyons y voir l'effet des vibrations produites par le passage des trains et nous avons donné la raison expérimentale de notre opinion.

§ 149. — Vibrations.

Nous ne saurions quitter ce sujet sans dire quelques mots de la question des vibrations.

Le passage des trains donne lieu à deux espèces de vibrations: des vibrations d'ensemble que nous avons étudiées dans la note n° 2, de l'Annexe (*page 557*), et des vibrations locales tenant aux choes que produit le passage des trains sur les pièces voisines de la voie.

M. Résal a démontré, et nous sommes arrivé à la même conclusion par une méthode peu différente, que l'amplitude des vibrations d'ensemble n'était pas diminuée par les surcharges permanentes placées sur les ponts; mais nous avons fait remarquer que la vibration était d'autant plus lente que la masse permanente était plus considérable.

Comme le temps d'une vibration est proportionnel à la racine carrée de cette masse, on pourrait en conclure qu'il y a quelque intérêt à alourdir un ouvrage. Sous cette réserve, nous nous rallions aux conclusions de M. Résal. Mais ces conclusions, malgré

le soin qu'a pris leur auteur de les bien formuler, ont été diversement comprises.

Quelques-uns ont pensé qu'un pont dont toutes les pièces seraient renforcées, sans addition de surcharges, vibrerait autant après qu'avant cette modification. Il est inutile de s'arrêter à cette interprétation. D'autres ont cru qu'un pont dont la surcharge serait augmentée, en même temps que les pièces seraient renforcées de manière à ce que le coefficient de travail du fer ne fût pas accru, ne serait pas mis dans des conditions plus favorables au point de vue des vibrations. Cette manière de comprendre le phénomène n'est pas exacte non plus, attendu que l'amplitude de la vibration est proportionnelle au coefficient de travail que la surcharge seule ferait naître dans les pièces.

M. Résal a simplement établi qu'étant donné deux ponts composés de pièces résistantes identiques, mais surchargés inégalement de ballast ou de toute autre matière ne contribuant pas à la résistance, le pont le plus surchargé vibrerait autant que l'autre. Si nous insistons sur ce point, c'est que nous avons plus d'une fois rencontré les opinions que nous venons d'indiquer, lorsqu'il nous est arrivé d'expliquer qu'il nous avait paru nécessaire de constituer solidement l'arc de Garabit, de manière à limiter l'amplitude des déformations dont l'effet est d'augmenter le moment fléchissant du tablier au-dessus des deux plus grandes piles.

On a vu que dans les fermes de grande portée, la charge roulante ne produit que des déformations peu différentes de celles que donne la même charge au repos. Les vibrations de pareilles fermes ne doivent donc en aucune façon inquiéter, et leurs déformations n'auront aucun effet fâcheux, toutes les fois qu'on aura soin de rendre indépendantes les diverses parties de l'ouvrage, ainsi qu'il a été fait pour la palée relativement au tablier central.

Quand on en sera venu à suivre cette règle, les grandes charpentes seront celles où il sera le mieux justifié d'adopter des coefficients de travail élevés. En effet, tandis que dans les petites ravées la charge roulante produit des efforts doubles de ceux que la même charge donnerait au repos, dans les grandes fermes, pour les barres un peu éloignées du passage des trains, il y a à très

peu près égalité entre ces efforts. Il en résulte pour ces barres des conditions de sécurité bien supérieures. D'autre part, les pièces des grandes charpentes, ayant des sections plus considérables que celles des petits ponts et étant composées de nombreux éléments, sont à l'abri des dangers que fait courir aux barres légères le défaut d'homogénéité du métal. On pourra sans danger faire travailler le fer à 8^{kg} et l'acier à 10^{kg} et plus, dans des pièces de la nature de celles dont nous venons de parler, lorsque l'on évitera les liaisons surabondantes et qu'on pourra calculer les efforts aussi exactement que le permet le mode d'assemblage adopté en France.

Il résulte de ce qui vient d'être dit, que le pont le plus petit est, avec les habitudes courantes, le plus hardi, et à ce point de vue, les pièces de la voie méritent une mention spéciale. Ces pièces reçoivent la charge roulante d'une manière à peu près instantanée et subissent d'autre part des chocs considérables, notamment aux points d'interruption des rails. Rien ne paraît donc plus sage que d'adopter, selon les conseils de Vöhler, des coefficients de travail plus faibles pour ces pièces et pour les petits ponts. Ces considérations conduisent aussi à admettre des intervalles assez grands entre les pièces de pont des grands tabliers, sauf à augmenter largement leurs sections ainsi que celles des longerons.

Pour les mêmes motifs, tous les assemblages qui avoisinent la voie doivent être établis dans des conditions de solidité exceptionnelles, et l'on ne saurait proscrire d'une manière absolue, sur de petits ouvrages, l'emploi du ballast qui a pour effet d'amortir les chocs, d'en répartir l'effet, et par suite de réduire non pas les vibrations d'ensemble, mais les vibrations locales dont nous avons parlé plus haut.

§ 150. — Calcul des tensions des barres.

Nous avons montré comment, par l'application d'un théorème que nous avons appelé *théorème des trois tensions*, on parvenait à calculer les tensions de toutes les barres en tenant compte des liaisons surabondantes, et comment l'application du théorème du

travail virtuel permettait d'obtenir aisément toutes les formules de déformation. Dans la note n° 3 de l'Annexe (*page 568*) nous faisons l'application de ce théorème aux prismes élastiques. Enfin, nous donnons pour le calcul des tensions des barres de contreventement une méthode que sa simplicité recommande autant que son exactitude.

§ 151. — Conclusion.

En résumé, le viaduc de Garabit a été établi avec des éléments connus, que l'on s'est efforcé d'améliorer. Ce serait beaucoup si, à raison de ces améliorations, à raison des dimensions exceptionnelles de l'arc et du soin apporté à l'étude des détails, cette œuvre, commandée par de sérieuses raisons d'économie, marquait un progrès, si petit qu'il fût. Les liaisons surabondantes y sont moins nombreuses que dans beaucoup d'ouvrages comparables.

Les progrès que font la métallurgie et la mécanique, en permettant de fabriquer et de mettre aisément en place des pièces de plus en plus fortes, rendront économiques les dispositions simples que recommande la théorie. Avec les formes qu'il est possible d'employer dès aujourd'hui, les méthodes de calcul sont suffisamment exactes pour que l'on puisse sans crainte augmenter le coefficient de travail dans les grandes charpentes. Il reste à mieux connaître les effets du vent, dont l'action n'a été évaluée jusqu'ici que par des expériences assez discordantes; à se rendre un compte plus exact de l'influence des chocs dus au passage des machines; à faire porter les épreuves de résistance du métal, non plus sur de petits prismes, mais sur des pièces entières; à multiplier les expériences sur la rivure. En un mot, c'est moins de la théorie que de l'expérimentation et de la pratique de l'art, que l'on doit attendre les prochains progrès de la construction métallique.

NOTES ET ANNEXES AU CHAPITRE IV

NOTE N° 1

CALCULS RELATIFS AUX LONGUES PIÈCES DONT LE POIDS PROPRE
N'EST PAS NÉGLIGEABLE

§ 1. — Pièces situées dans un plan à peu près vertical et perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie.

Arbalétriers de piles.

I. — Soient H et V (*fig. 134*) les réactions horizontales et verticales transmises, au point A, au tronçon d'arbalétrier AB; nous nous proposons de déterminer la courbe des pressions.

Soient :

$$(1) \quad W = A + Bx + Cx^2 + \dots$$

$$(2) \quad P = a + bx + cx^2 + \dots$$

les formules qui expriment les grandeurs des résultantes des forces verticales qui s'exercent directement sur la partie AM du tronçon.

Nous aurons, pour la courbe des pressions :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H + A + Bx + Cx^2 + \dots}{V + a + bx + cx^2 + \dots}$$

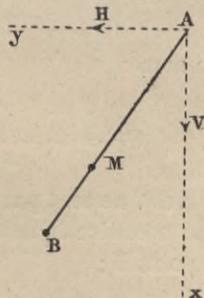


Fig. 134.

On aura donc la courbe des pressions par l'intégration d'une fonction rationnelle.

On pourra d'ailleurs généralement, pour déterminer les constantes des formules (1) et (2), mesurer les valeurs de x sur la fibre moyenne.

II. — Supposons que la pile soit entièrement privée de contreventements et proposons-nous de déterminer la forme qu'il convient de donner à la fibre moyenne des arbalétriers pour que celle-ci coïncide avec la courbe des pressions sous l'action de charges données.

Soient ω la section en un point quelconque et m l'inverse du coefficient de résistance admis pour ce point,

H + W la grandeur de la résultante des actions horizontale .
 P la grandeur de la résultante des poids,
 R la grandeur de la résultante totale.

On aura : $\omega = mR$

et $dP = n\omega ds$

Comme $R = P \frac{ds}{dx}$, il vient :

$$\omega = mP \frac{ds}{dx} \quad \text{et} \quad dP = mnP \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 dx$$

Posons :

$$m \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 = \mu,$$

μ étant une constante.

Il viendra : $\frac{dP}{P} = \mu n dx$

$$P = Ve^{\mu nx}$$

et comme

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H + W}{P}$$

si

$$W = a + bx$$

on aura

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H + a + bx}{Ve^{\mu nx}}$$

et $Vy = - \frac{1}{\mu n e^{\mu nx}} \left(H + a + bx + \frac{b}{\mu n} \right) + \frac{1}{\mu n} \left(H + a + \frac{b}{\mu n} \right)$

H et V ne sont pas immédiatement connus. On aura, pour les déterminer, une première équation en écrivant que la courbe des pressions passe par le point B :

$$Va = - \frac{1}{\mu n e^{\mu nx}} \left(H + a + bh + \frac{b}{\mu n} \right) + \frac{1}{\mu n} \left(H + a + \frac{b}{\mu n} \right)$$

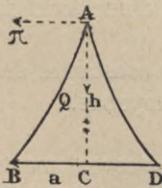


Fig. 135.

D'autre part, si ψ est le poids d'un arbalétrier, la réaction en B sera :

$$T = \psi + V$$

et la réaction en D sera :

$$T_1 = Q - V + \psi$$

Q étant la réaction verticale du tablier sur l'ensemble de la pile (fig. 135).

Mais on a, en prenant le moment de toutes les forces par rapport au point C :

$$(T - T_1)a = \pi h$$

π étant la réaction horizontale du tablier sur l'ensemble de la pile; d'où :

$$(2V - Q)a = \pi h.$$

On a donc deux équations pour déterminer V et H.

En posant $m \left(\frac{ds}{dx}\right)^2 = \mu$, on a admis que m variait d'un point à l'autre.

Comme, en général, la convexité de la courbe est tournée vers AC, $\frac{ds}{dx}$ est généralement croissant; par suite l'équation ci-dessus suppose que m va en décroissant, ce qui est parfaitement justifié, puisqu'il est généralement admis que l'on peut prendre un coefficient de travail d'autant plus élevé que la section de la pièce est plus grande.

III. — Les formules précédentes rappellent celles que l'on trouve lorsqu'on cherche à déterminer les sections à donner à une pile en maçonnerie pour en faire un solide d'égalé résistance.

Soient P le poids de la partie de pile située au-dessus de la section mn (fig. 136),

π le poids placé à la partie supérieure de la pile,

ω la surface de la section mn .

On aura : $\omega = m(P + \pi)$ et $dP = n\omega dx$.

D'où : $dP = mn(P + \pi)dx$

$$\frac{dP}{P + \pi} = mndx \qquad P + \pi = \pi e^{mnx}$$

et $\omega = m\pi e^{mnx}$

ou encore $\log \omega = \log m + \log \pi + mnx \log e$

$$\log \frac{\omega}{m\pi} = (mn \log e)x.$$

Cette formule suppose que l'on néglige l'action du vent; il restera à disposer les maçonneries de façon à ce que cette action soit négligeable.

IV. — On s'est attaché, dans certaines constructions métalliques, à disposer les arbalétriers des piles de façon à faire rencontrer les tangentes menées en deux points symétriques, sur la résultante des actions du vent.

Nous allons déterminer la courbe qui réalise cette condition (fig. 137), en admettant encore que $W = bx$.

La distance δ qui sépare du sommet de la pile la résultante des actions du vent, est donnée par la formule :

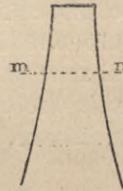


Fig. 136.

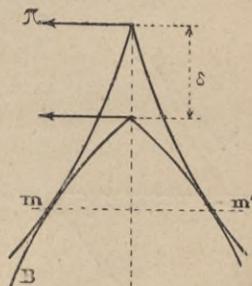


Fig. 137.

$$\delta(\pi + bx) = \int bxdx = b \frac{x^2}{2}$$

d'où :

$$\delta = \frac{bx^2}{2(\pi + bx)}$$

On a donc pour la courbe :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y}{x - \frac{bx^2}{2(\pi + bx)}} = 2 \frac{y(\pi + bx)}{bx^2 + 2\pi x}$$

d'où :

$$\frac{dy}{y} = \frac{2Ax + 2\pi}{Ax^2 + 2\pi x} dx$$

$$Ly = L(Ax^2 + 2\pi x)c$$

et

$$y = C(Ax^2 + 2\pi x).$$

La constante C sera déterminée de façon que la courbe passe par le point B.

Mais il ne faut pas croire qu'une pareille disposition ait pour conséquence de faire coïncider la courbe des pressions avec la fibre moyenne. Pour qu'il en fût ainsi, il faudrait que les forces satisfissent à certaines conditions qui ne se présenteront jamais dans la pratique. Cette disposition peut toutefois être employée avec des entretoises horizontales établies de distance en distance, sans cependant être économique.

§ 2. — Pièces non situées dans un plan vertical.

Arbalétriers d'arc; contrefiches.

Soit un arbalétrier AB (*fig. 138*) soumis en A aux forces :

Q parallèle à l'axe des x ,

V parallèle à l'axe des y ,

T parallèle à l'axe des z ,

et soumis à des actions propres du vent et de la pesanteur, exprimées par :

$$W = ax + Bx^2$$

$$P = ax + bx^2$$

On aura pour la courbe des pressions :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{V + ax + bx^2}{Q}$$

$$\frac{dz}{dx} = \frac{T + Ax + Bx^2}{Q}$$

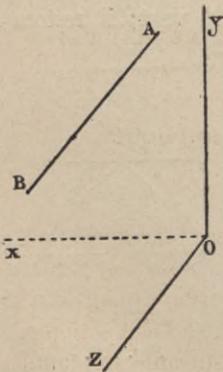


Fig. 138.

et par suite

$$y = Vx + ax^2 + bx^3$$

$$z = Tx + Ax^2 + Bx^3$$

On pourra calculer le poids d'une pareille pièce par les formules suivantes :

$$\omega = mR \quad dP = n\omega ds$$

$$\frac{dP}{R} = mnds$$

Mais, les forces horizontales étant relativement faibles, on aura, avec une assez grande approximation :

$$R = \sqrt{Q^2 + (V + P)^2}$$

Par suite :

$$\frac{dP}{\sqrt{Q^2 + (V + P)^2}} = mnds$$

$$L \frac{V + P + \sqrt{Q^2 + (V + P)^2}}{V + \sqrt{Q^2 + V^2}} = mns$$

$$V + P + \sqrt{Q^2 + (V + P)^2} = (V + \sqrt{Q^2 + V^2})e^{mns}$$

Cette formule permet de calculer P pour une valeur donnée de s et, par suite, de déterminer les coefficients a et b de l'expression de P.

NOTE N° 2

CALCULS RELATIFS AUX VIBRATIONS DES FERMES MÉTALLIQUES

§ 1. — Cas d'une charge instantanée appliquée au sommet d'un arc.

M. Résal a démontré que la vibration occasionnée par une charge instantanée appliquée à la clef d'un arc métallique dont la masse est supposée concentrée en ce point, fait abaisser le sommet de l'arc d'une quantité égale au double de l'abaissement produit par la même charge à l'état statique.

Nous arriverons au même résultat par la méthode suivante, qui familiarisera avec un procédé de calcul dont nous avons fait plusieurs fois usage.

Soient : m la masse de l'arc concentrée à la clef,

m' la masse de la charge accidentelle, dont le poids est par suite $m'g$,
 y le déplacement vertical que prendra le sommet de l'arc, à partir du point qu'il occupait sous l'action des charges permanentes,

K le poids qu'il faudrait appliquer à la clef pour produire un abaissement d'un mètre,

t le temps compté à partir du moment où la charge additionnelle est appliquée.

Nous aurons :
$$(m + m') \frac{d^2y}{dt^2} = m'g - Ky$$

Posons
$$y = \frac{m'g}{K} + z.$$

On aura :
$$(m + m') \frac{dz^2}{dt^2} + Kz = 0.$$

Nous obtiendrons une intégrale particulière de cette équation en écrivant $z = e^{ct}$, et c sera déterminé par l'équation

$$(m + m')c^2 + K = 0,$$

d'où
$$c = \pm \sqrt{-1} \sqrt{\frac{K}{m + m'}}.$$

L'intégrale générale sera donc :

$$y = \frac{m'g}{K} + M \cos \sqrt{\frac{K}{m + m'}} t + N \sin \sqrt{\frac{K}{m + m'}} t$$

Pour $t = 0$: $\frac{dy}{dt} = 0$, d'où $N = 0.$

Pour $t = 0$: $y = 0$, d'où $M = -\frac{m'g}{K}.$

Par suite, on a :

$$y = \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m + m'}} t \right)$$

On a donc un mouvement alternatif, et le maximum de y a lieu pour

$$\cos \sqrt{\frac{K}{m + m'}} t = 0$$

et a pour valeur
$$\frac{2m'g}{K}$$

On voit donc bien que l'abaissement du sommet de l'arc est double de ce qu'il serait sous l'action d'une charge statique $m'g$.

On reconnaît en même temps que la durée de la vibration simple est donnée par l'équation

$$\sqrt{\frac{K}{m + m'}} t = \pi$$

d'où l'on tire

$$t = \frac{\pi}{\sqrt{\frac{K}{m + m'}}$$

La vibration est donc d'autant plus lente que $m + m'$ est plus grand.

§ 2. — Cas d'une charge appliquée par degrés au sommet d'un arc.

Soit m' la masse qui arrive dans l'unité de temps; nous aurons :

$$(m + m't) \frac{d^2y}{dt^2} = m'gt - Ky$$

Considérons ce qui se passe pendant un temps assez court pour que $m't$ puisse être négligé par rapport à m , m étant la masse totale à l'origine de ce temps; nous aurons :

$$m \frac{d^2y}{dt^2} = m'gt - Ky$$

Posons

$$m'gt - Ky = -Kz$$

Nous aurons :

$$\frac{d^2y}{dt^2} = \frac{d^2z}{dt^2}$$

donc

$$m \frac{d^2z}{dt^2} + Kz = 0$$

et par suite $y = \frac{m'g}{K} t + M \cos \sqrt{\frac{K}{m}} t + N \sin \sqrt{\frac{K}{m}} t$

Supposons que l'élément de temps considéré commence au moment où la surcharge commence à arriver; on a :

pour $t = 0$, $\frac{dy}{dt} = 0$; d'où: $\frac{m'g}{K} + N \sqrt{\frac{K}{m}} = 0$ et $N = -\frac{m'g}{D}$

pour $t = 0$, $y = 0$; d'où $tM = 0$

On a donc : $y = \frac{m'g}{K} t - \frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m}} t$

Le second terme de cette expression s'annulera lorsque l'on aura :

$$\sqrt{\frac{K}{m}} t = 2\pi$$

d'où :

$$t = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}$$

Nous admettons, ce qui a toujours lieu pour les grands arcs, que la valeur de t ainsi obtenue soit assez petite pour que l'on puisse considérer $m't$ comme petit par rapport à m ; on voit qu'on aura à ce moment :

$$y = \frac{m'gt}{K} t \quad \text{et} \quad \frac{dy}{dt} = 0$$

Si à ce moment m_1 est la charge totale à la clef, on aura, pendant l'élément de temps suivant t_1 :

$$y = \frac{m'g}{K}(t + t_1) - \frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_1}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_1}} t_1.$$

On aurait de même, pendant le troisième élément de temps :

$$y = \frac{m'g}{K}(t + t_1 + t_2) - \frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} t_2.$$

Représentons graphiquement ces résultats (fig. 139). Menons une droite OP ayant pour équation

$$y = \frac{m'g}{K} T,$$

T étant le temps compté à partir de l'instant où la surcharge commence à être appliquée.

Prenons ensuite sur OT des longueurs 0-1, 1-2, 2-3 données par les formules

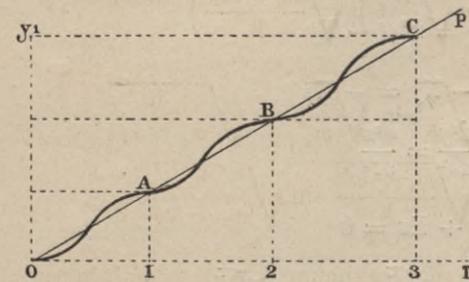


Fig. 139.

mules

$$0-1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}}, \quad 1-2 = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{K}}, \quad 2-3 = 2\pi \sqrt{\frac{m_2}{K}},$$

et menons par les points 1, 2 et 3 des parallèles à Oy_1 jusqu'à la rencontre de OP. Nous obtiendrons ainsi les points A, B, C, etc., auxquels la courbe représentative de y rencontre la droite OP et a pour tangente une parallèle à OT, ce qui implique une vitesse nulle. Entre ces points, la courbe représentative de y est une sinusoïde.

Supposons que la charge cesse de croître pour une valeur de T comprise

entre les points 2 et 3, et soit θ le temps qui sépare ce moment de celui où $T = 0$. Nous aurons, à ce moment-là :

$$y_1 = \frac{m'g}{K} (t + t_1 + \theta) - \frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta,$$

$$\left(\frac{dy}{d\theta}\right)_1 = \frac{m'g}{K} - \frac{m'g}{K} \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta.$$

A partir de ce moment, l'équation différentielle du mouvement du sommet de l'arc est :

$$(m_2 + m'\theta) \frac{d^2y}{dt^2} = m'g(t + t_1 + \theta) - Ky,$$

d'où

$$y = \frac{m'g(t + t_1 + \theta)}{K} + M \cos \sqrt{\frac{K}{m_2 + m'\theta}} \tau + N \sin \sqrt{\frac{K}{m_2 + m'\theta}} \tau$$

Pour $\tau = 0$,

$$y = y_1;$$

d'où :

$$M = -\frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta$$

De même, pour $\tau = 0$,

$$\frac{dy}{dt} = \left(\frac{dy}{d\theta}\right)_1;$$

d'où :

$$N = \left(\frac{m'g}{K} - \frac{m'g}{K} \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right) \left(\sqrt{\frac{m_2 + m'\theta}{K}}\right)$$

Par suite, on a :

$$y = \frac{m'g(t + t_1 + \theta)}{K} - \frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta \cos \sqrt{\frac{K}{m_2 + m'\theta}} \tau$$

$$+ \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right) \sqrt{\frac{m_2 + m'\theta}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2 + m'\theta}} \tau$$

La quantité $y - \frac{m'g(t + t_1 + \theta)}{K}$ sera maximum, lorsque la dérivée par rapport à τ des autres termes du deuxième membre sera nulle, c'est-à-dire lorsque l'on aura :

$$\frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta \sqrt{\frac{K}{m_2 + m'\theta}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2 + m'\theta}} \tau$$

$$+ \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right) \cos \sqrt{\frac{K}{m_2 + m'\theta}} \tau = 0$$

$m'\theta$ pouvant être négligé par rapport à m_2 , l'équation précédente peut s'écrire :

$$a) \quad \frac{m'g}{K} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau + \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right) \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau = 0$$

De même, l'équation en y peut s'écrire :

$$b) \quad y - \frac{m'g(t + t_1 + \theta)}{K} = -\frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau \\ + \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right) \sqrt{\frac{m_2}{K}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau$$

Multiplications l'équation (a) par $\cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau$; nous aurons :

$$\frac{m'g}{K} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau + \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right) \cos^2 \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau = 0$$

Multiplications l'équation (b) par $\sqrt{\frac{K}{m_2}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau$; nous aurons :

$$\left(y - \frac{m'g}{K}(t + t_1 + \theta)\right) \sqrt{\frac{K}{m_2}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau \\ = -\frac{m'g}{K} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau + \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right) \sin^2 \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau$$

Si nous additionnons membre à membre les résultats, il viendra

$$c) \quad \left(y - \frac{m'g}{K}(t + t_1 + \theta)\right) \sqrt{\frac{K}{m_2}} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau = \frac{m'g}{K} \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right)$$

Multiplications l'équation (a) par $\sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau$ et l'équation (b) par $\sqrt{\frac{K}{m_2}} \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau$ et retranchons membre à membre les résultats; il viendra :

$$d) \quad \left(y - \frac{m'g}{K}(t + t_1 + \theta)\right) \sqrt{\frac{K}{m_2}} \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \tau = -\frac{m'g}{K} \sin \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta$$

Élevons au carré les deux membres des équations (c) et (d), et additionnons les résultats; nous aurons :

$$\left\{y - \frac{m'g}{K}(t + t_1 + \theta)\right\}^2 \frac{K}{m_2} = 2\left(\frac{m'g}{K}\right)^2 \left(1 - \cos \sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta\right).$$

On voit que le maximum aura lieu pour $\sqrt{\frac{K}{m_2}} \theta = \pi$, ce qui correspond au milieu de la vibration BC, et qu'il aura pour valeur $\sqrt{2} \frac{m'g}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}}$.

Le déplacement maximum de y est donc égal au déplacement qu'aurait pris le sommet de l'arc sous l'effet d'une charge statique égale à la surcharge totale augmentée d'une quantité dont la valeur est comprise entre

$$\text{zéro et } \frac{\sqrt{2m'g}}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}}.$$

La quantité $\frac{\sqrt{2m'g}}{K} \sqrt{\frac{m_2}{K}}$ est extrêmement faible pour les grandes fermes ;

il en résulte que sur celles-ci une charge progressive fait prendre au sommet, à une quantité négligeable près, le même déplacement qu'une charge statique de même valeur.

Quoi qu'il en soit, on est fondé à dire que le maximum de y croît avec la masse permanente de l'arc, puisque m_2 est au numérateur du second terme de l'expression de y .

§ 3. — Vibrations d'un système articulé, lorsqu'on suppose que la masse de chaque barre est distribuée par parties égales aux deux sommets qui la limitent.

Ce qui précède suppose que toute la masse est concentrée à la clef et que toutes les forces y sont également appliquées. On approchera davantage de la réalité en supposant que la masse est distribuée aux divers sommets du système articulé, de même que les forces.

Soient (*fig. 140*) m la masse totale concentrée en un sommet,

X et Y les composantes horizontales et verticales de la surcharge instantanément appliquée à ce sommet,

x et y les accroissements additionnels des coordonnées de ce sommet en un instant quelconque,

φ la tension additionnelle d'une barre aboutissant à ce sommet,

α l'angle que fait cette barre avec l'horizontale.

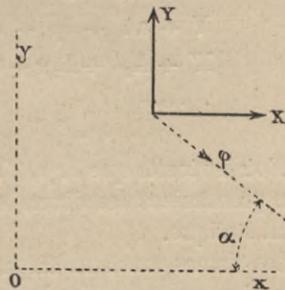


Fig. 140.

Nous aurons :

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = X + \Sigma \varphi \cos \alpha \quad m \frac{d^2y}{dt^2} = Y - \Sigma \varphi \sin \alpha.$$

Comme la tension φ d'une barre se retrouvera avec le même coefficient pris en signe contraire dans l'équation différentielle du mouvement d'un autre point, on voit que l'on a bien :

$$\Sigma m \frac{d^2x}{dt^2} = \Sigma X \quad \text{et} \quad \Sigma m \frac{d^2y}{dt^2} = \Sigma Y$$

ΣX et ΣY comprenant d'ailleurs à chaque instant les réactions des appuis.

La quantité φ est fonction linéaire, sans terme constant, des variations des coordonnées des sommets de la barre correspondante; on aura donc les équations différentielles suivantes :

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = X + Ax + By + Cx' + Dy' + Ex'' + Fy'' + \dots$$

$$m \frac{d^2y}{dt^2} = Y + ax + by + cx' + dy' + ex'' + fy'' + \dots$$

$$m' \frac{d^2x'}{dt^2} = X' + A_1x + B_1y + C_1x' + D_1y' + E_1x'' + F_1y'' + \dots$$

$$m' \frac{d^2y'}{dt^2} = Y' + a_1x + b_1y + c_1x' + d_1y' + e_1x'' + f_1y'' + \dots$$

.....

Ces équations seront en nombre égal à celui des coordonnées variables.

Posons :

$$\begin{aligned} x &= x + h & y &= y + p \\ x' &= x' + h' & y' &= y' + p' \end{aligned}$$

h, p, h' et p' devant être déterminés par les équations suivantes :

$$X + Ah + Bp + Ch' + Dp' + Eh'' + Fp'' \dots = 0$$

$$Y + ah + bp + ch' + dp' + ch'' + fp'' \dots = 0$$

$$X' + A_1h + B_1p + C_1h' + D_1p' + E_1h'' + F_1p'' \dots = 0$$

.....

D'où il résulte que $h, p, h', p',$ etc. sont les variations de coordonnées que prendraient les divers sommets sous l'action des forces données à l'état statique.

Les termes constants disparaîtront dans les équations différentielles, et la première, par exemple, deviendra :

$$m \frac{d^2x}{dt^2} = Ax + By + Cx' + Dy' + Ex'' + Fy'' + \dots$$

Posons encore :

$$\frac{y}{x} = \beta \quad \frac{x'}{x} = \alpha' \quad \frac{y'}{x} = \beta' \quad \frac{x''}{x} = \alpha'' \quad \frac{y''}{x} = \beta''$$

Nous allons établir que ces racines ne peuvent être ni positives, ni imaginaires.

Soit en effet a une de ces racines que nous supposons positive; le terme $Ke^{\sqrt{a}t}$ tendrait vers l'infini, et il en serait de même de $x, y, \text{etc.}$, ce qui n'est pas admissible.

Supposons que la racine a_1 soit une imaginaire $a + b\sqrt{-1}$ et que a_2 soit sa racine conjuguée $a - b\sqrt{-1}$. Si $\sqrt{a + b\sqrt{-1}} = a' + b'\sqrt{-1}$, $\sqrt{a - b\sqrt{-1}}$ sera égal à $a' - b'\sqrt{-1}$, et l'on rendra réels les termes correspondants de l'équation ci-dessus en les mettant sous la forme

$$(1) \quad e^{a't}(M \cos b't + N \sin b't).$$

Mais les termes correspondants à $-\sqrt{a + b\sqrt{-1}}$ et $-\sqrt{a - b\sqrt{-1}}$ donneront :

$$(2) \quad e^{-a't}(M' \cos b't + N' \sin b't).$$

Il en résulte que l'une des deux expressions (1) et (2) pourrait devenir infinie, ce qui est encore inadmissible.

Les racines de l'équation en a seront donc toutes réelles et négatives. Il en résulte que les variations des coordonnées pourraient être mises sous la forme

$$(3) \quad x = h + \Sigma (M \cos Lt + \sin Lt),$$

le nombre des termes compris sous le signe Σ étant égal à celui des coordonnées variables.

Pour obtenir les constantes M et N , on différenciera l'équation (3) et l'on remplacera les différentielles $\frac{dx}{dt}$ et $\frac{d^2x}{dt^2}$ par les valeurs qui résultent des équations différentielles primitives, en y faisant $t = 0$ et en les différentiant.

Comme pour $t = 0$ toutes les différentielles d'ordre impair sont nulles, on voit que les constantes N seront toutes nulles.

On aura donc pour l'expression de x :

$$x = h + \Sigma M \cos Lt.$$

Le nombre des constantes à déterminer sera donc égal à celui des coordonnées variables.

Comme, pour $t = 0, x = 0$, on voit immédiatement que

$$\Sigma M = -h.$$

Pour $t = 0$, on a encore $\frac{d^2x}{dt^2} = X,$

par suite

$$\Sigma ML^2 = - X$$

$\frac{d^2x}{dt^2}$ sera obtenu en différenciant deux fois les équations primitives, et en remplaçant $\frac{d^2x}{dt^2}$ par X, $\frac{d^2y}{dt^2}$ par Y, etc.

Reprenons l'expression $x = h + \Sigma M \cos Lt$. On a :

$$\frac{dx}{dt} = - \Sigma ML \sin Lt \quad \frac{d^2x}{dt^2} = - \Sigma ML^2 \cos Lt.$$

Lorsque tous les angles Lt s'annuleront, on aura $x = 0$, $\frac{dx}{dt} = 0$ et $\frac{d^2x}{dt^2} = 0$.

On voit donc qu'ici encore le mouvement sera périodique, et la durée d'une vibration complète sera déterminée par la condition de rendre égaux à des multiples de 2π tous les arcs Lt qui sont les mêmes pour toutes les coordonnées.

Le milieu de la vibration complète correspondra à un temps moitié, et l'on voit que certains arcs pourront être des multiples de 2π , tandis que d'autres seront de la forme $(2n + 1)\pi$. Toutes les vitesses seront nulles; mais les valeurs de x pourront ne pas être le double de celles qu'eût données une charge statique. Car on aura $x = h + \Sigma (\pm M)$, le signe + devant être affecté au coefficients des cosinus dont les arcs sont des multiples de 2π , et il faudrait, pour que $x = 2h$, que l'on eût $x = h + \Sigma (- M)$.

Comme les valeurs des quantités L dépendent des masses, on voit que les déplacements ne seront pas indépendants de ces dernières comme dans le premier cas que nous avons examiné, et nous sommes porté à croire qu'il est prudent d'avoir des masses permanentes de quelque importance au voisinage des points qui doivent recevoir des surcharges instantanées considérables, afin d'éviter de trop grandes vitesses vibratoires.

On peut montrer par des considérations beaucoup plus simples que celles qui précèdent, qu'un système articulé soumis à une surcharge instantanée ne peut prendre une position d'équilibre. En effet cette position ne pourrait être autre que celle qui correspondrait à la surcharge donnée, considérée à l'état statique. Si l'équilibre statique existe, nous pouvons appliquer au système le théorème du travail virtuel pour tout déplacement infiniment petit et par conséquent pour le déplacement que lui imprime la surcharge statique. Si donc X et Y sont les composantes de la surcharge appliquée à un sommet dont les déplacements élémentaires sont x et y , nous aurons :

$$\Sigma Xx + \Sigma Yy = \Sigma \varphi \psi,$$

ψ étant l'accroissement de longueur d'une barre dont la tension est φ .

Or on a :

$$\psi = f \frac{\varphi}{E\omega},$$

d'où

$$(1) \quad \Sigma Xx + \Sigma Yy = \Sigma \frac{f\varphi^2}{E\omega}.$$

Mais si le système est venu au repos dans cette position, comme l'on a

$$\Sigma mv^2 = 2\Sigma T,$$

T étant le travail des forces de toutes natures appliquées à un sommet, on aura :

$$\Sigma T = 0,$$

d'où

$$(2) \quad \Sigma Xx + \Sigma Yy = \Sigma \int \varphi dr = \frac{1}{2} \Sigma \frac{f\varphi^2}{E\omega},$$

Or, il est bien évident que les deux équations (1) et (2) ne peuvent être simultanément satisfaites.

NOTE N° 3

DISPOSITIONS ÉCONOMIQUES DES SYSTÈMES ARTICULÉS

§ 1. — Des systèmes à barres surabondantes, en faisant abstraction du prix des appuis.

M. Maurice Lévy a démontré, dans une note que nous avons déjà citée (page 39), le théorème suivant :

Lorsqu'un système contenant K lignes surabondantes est tel qu'il puisse d'une manière, et par suite, d'une infinité de manières, être édifié en système d'égale résistance, relativement à des forces données agissant sur lui, il existe toujours un système sans lignes surabondantes, susceptible de résister aux mêmes forces et tel que la somme des produits des volumes des barres par leurs coefficients d'élasticité respectifs est le même dans ce système et dans le système donné.

Lorsque, ainsi que nous l'admettons, le coefficient d'élasticité est le même pour toutes les barres d'une charpente, quel que soit d'ailleurs le sens de l'effort, la somme des produits des volumes des barres par leurs coefficients d'élasticité respectifs est le produit du coefficient d'élasticité commun par

le volume total des barres. D'où il résulte qu'à tout système d'égalé résistance, à barres surabondantes, on peut substituer un système calculable par la statique, résistant aux mêmes forces, et de même volume.

Il ne faut pas perdre de vue que le théorème ne vise que le cas d'un groupe de forces, quelconque d'ailleurs. Il n'est pas vrai que la substitution étant faite pour un groupe de forces données, tout autre groupe de forces fasse travailler de la même façon les mêmes barres dans les deux systèmes de charpente.

La démonstration de M. Maurice Lévy ne vise que les systèmes libres ou assujettis, dans leurs déplacements, à des conditions n'influant que sur leur position et non sur leur forme.

Il conclut donc que pour de pareils systèmes, la forme la plus économique est la plus simple et que l'on doit éviter les charpentes à barres surabondantes.

Il n'envisage pas le cas où les pièces ne travailleraient pas toutes au même coefficient, car il admet *a priori* que l'on doive proscrire tout système dans lequel il est impossible de réaliser l'égalé résistance des pièces.

Il peut cependant subsister un doute: on peut se demander si, malgré une inégale répartition des efforts, il n'est pas possible de trouver un système à barres surabondantes plus économique que tout autre système calculable par la statique.

Nous allons établir qu'il n'en est rien, et cela dans le cas le plus général: celui où il y a non seulement des barres surabondantes, mais encore des appuis en excès.

THÉORÈME. — *Étant donné un système à barres surabondantes et à appuis surabondants en nombre quelconque, dont la forme est complètement définie par les barres, le travail du métal étant d'ailleurs quelconque dans chacune des pièces, on peut toujours trouver un système sans barres surabondantes, au moins aussi économique que le premier et dans lequel les barres conservées travaillent au même coefficient que dans le système primitif, sous l'action des forces données.*

Enlevons par la pensée un certain nombre de barres, de telle sorte que chacune de celles qui restent soit indispensable à la définition géométrique de la forme du système. Supprimons, en outre, un certain nombre d'appuis, de telle manière que les appuis conservés soient strictement suffisants pour définir la position du système.

Soient :

ε la tension d'une barre e conservée,

t la tension qu'aurait cette barre sous l'action des forces données si les barres et appuis en excès n'existaient pas,

β, β', β'' les tensions des barres (b) supprimées,

Q, Q', Q'' les réactions des appuis enlevés.

On a :

$$\varepsilon = t + A\beta + B\beta' + C\beta'' + \dots + aQ + aQ' + aQ'' + \dots$$

A, B, C, a, b, c étant des coefficients constants ne dépendant que des éléments géométriques de la figure.

Nous supposons qu'aucune des barres de la figure n'a une tension nulle, sans quoi on aurait pu la supprimer tout d'abord.

Cela étant, supposons qu'on donne à β par exemple un accroissement assez petit pour qu'aucune des tensions ε ne change de signe, les tensions β' , β'' , ... et les réactions Q, Q' et Q'' conservant leurs valeurs.

Le volume d'une barre e est ωe , et si r est le coefficient de travail de cette barre, on a $\omega = \frac{\varepsilon}{r}$; par suite le volume est $e \frac{\varepsilon}{r}$.

Le volume total des barres est donc

$$\Sigma e \frac{\varepsilon}{r} = \Sigma b \frac{\beta}{r'}$$

Supposons qu'après avoir calculé les nouvelles valeurs de ε , on fasse varier les valeurs correspondantes de ω de telle sorte que r ne soit pas changé; l'accroissement de volume sera :

$$dV = \Sigma e \frac{Ad\beta}{r} + \frac{b\beta}{r'}$$

Nous supposons en effet que les tensions et les sections des barres b' , b'' , etc., ne sont pas modifiées, et que la section de b est telle que r' ne soit pas modifié.

Le système sera encore en équilibre, puisque les équations de la statique sont satisfaites et que les barres, ayant toutes conservé leurs longueurs primitives, pourront s'ajuster comme précédemment, tous les appuis se trouvant encore sur leurs surfaces de liaison.

Si dV est négatif, nous ferons croître β jusqu'à ce qu'une des tensions ε s'annule, ce qui doit arriver, sans quoi pour $\beta = \alpha$, on aurait $dV = +\alpha$ et que nous supposons dV négatif.

Si dV est positif, nous ferons décroître β jusqu'à ce qu'il s'annule ou que cela arrive pour une des tensions ε .

Nous pouvons donc éliminer soit la barre b , si la tension β s'annule avant toute autre, soit la barre e dont la tension s'est annulée.

Cette barre, en effet, est une barre surabondante, puisqu'elle est fonction de β ; car une barre indispensable pour la définition de la forme géométrique du système aurait une tension calculable par la statique, en admettant que les réactions Q, Q', Q'' fussent nulles, et par suite une tension indépendante de β . Puisque cette barre serait surabondante alors même que les barres b , b' , b'' seraient supprimées et que les appuis ayant pour réactions Q,

Q', Q'' seraient enlevés, on voit qu'on peut, en la remplaçant par la barre b, avoir encore un système complètement défini de forme.

Cela posé, nous pourrions procéder pour β' comme nous avons fait pour β , et de même pour β'' , β''' , etc..., et nous ramènerons le système à être de plus en plus léger et finalement à n'avoir plus que des barres indispensables à la définition de sa forme. Si dV avait été nul, nous aurions pu à volonté, soit faire croître, soit faire décroître β jusqu'à ce qu'une des tensions fût devenue nulle.

On voit d'ailleurs que toutes les barres conservées travaillent exactement comme dans le système primitif ; par suite le théorème est bien démontré.

On peut donner une expression du volume d'un système de charpente qui montre l'influence de la distribution des efforts. Le système, avec ou sans barres surabondantes, étant en équilibre, on peut lui appliquer le théorème du travail virtuel pour tout déplacement infiniment petit et par suite pour le déplacement qu'il a pris sous l'action des forces données. On a donc, en appelant T le travail des forces extérieures :

$$T = \Sigma \frac{f\varphi^2}{E\omega} = \frac{1}{E} f\omega \frac{\varphi^2}{\omega^2} = \frac{1}{E} \Sigma v r^2$$

v étant le volume d'une barre et r son coefficient de travail.

On a donc :

$$T = \frac{1}{E} VR^2 - \frac{1}{E} \Sigma v (R^2 - r^2)$$

R étant le coefficient maximum de travail.

Par suite

$$V = \frac{E}{R^2} T + \Sigma v \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right).$$

Si r est toujours égal à R, c'est-à-dire si le système est d'égale résistance,

$$V = \frac{E}{R^2} T$$

et par conséquent, dans cette hypothèse, on voit que dV serait resté nul quel que fût l'accroissement donné à β , puisque la forme du système était conservée et par suite que T restait toujours le même.

Il est d'ailleurs bien évident que pour un système sans barres surabondantes et sans appuis surabondants, V est minimum, lorsque pour toute barre $r = R$.

Nous allons faire un pas de plus et démontrer le théorème suivant :

THÉORÈME. — *Étant donné un système à barres surabondantes et à appuis surabondants en nombre quelconque, dont la forme est définie complètement*

soit par les barres seules, soit par les barres et un certain nombre d'appuis, on peut toujours trouver un système sans liaisons surabondantes au moins aussi économique que le premier et dans lequel les barres conservées travaillent au même coefficient que dans le système primitif, sous l'action des forces données.

Pour démontrer cette proposition, il suffit de poursuivre l'examen qui nous a servi à établir le théorème précédent, en opérant sur les réactions Q , Q' , Q'' comme on a fait sur les tensions β , β' , β'' .

On fera par exemple croître ou décroître Q de façon à annuler soit Q , soit une des barres conservées, tout en diminuant le volume. On agira de même pour Q' et Q'' .

§ 2. — Systèmes à barres surabondantes, en faisant intervenir le prix des appuis.

Ce qui précède suppose que les réactions des appuis ne coûtent rien. S'il en était autrement, on pourrait, en faisant croître Q par exemple, augmenter le prix de la construction tout en diminuant le volume du métal.

Dans le cas où le prix d'une réaction serait proportionnel à sa mesure, les propositions ci-dessus conserveraient toute leur valeur.

Soient ε la tension d'une barre conservée e ,

β la tension d'une barre supprimée b ,

R la réaction d'un appui conservé,

Q la réaction d'un appui supprimé.

En appelant dP l'accroissement du prix total, p le prix du mètre cube de métal, π le coefficient par lequel il faut multiplier la grandeur d'une réaction pour avoir son prix, on aura :

$$dP = p dV + \Sigma \pi dR.$$

Si l'on suppose que l'on fait varier une réaction Q et que

$$R = \rho + a'Q + \dots,$$

on aura :

$$dP = p \Sigma e \frac{\Delta dQ}{r} + \Sigma \pi a' dQ,$$

a étant égal à 1 pour le terme qui correspond à la réaction Q elle-même.

L'on opérera avec dP comme on l'a fait avec dV .

§ 3. — Système le plus économique parmi les systèmes d'égale résistance calculables par la statique.

Revenons aux systèmes dans lesquels on suppose que le prix d'un appui est indépendant de la réaction qui lui est demandée, et reprenons la forme relative aux systèmes d'égale résistance

$$V = \frac{E}{R^2} T.$$

Parmi tous les systèmes d'égale résistance calculables par la statique en réduisant le nombre, soit des appuis, soit des barres, soit à la fois des deux éléments, il en est un qui est le plus économique de tous et qui, selon le cas, pourra être défini dans sa forme, soit complètement par les barres, soit en partie par les appuis conservés. Ce sera évidemment de tous les systèmes possibles avec ou sans liaisons surabondantes le plus économique.

Ce système sera, en vertu de la formule ci-dessus, celui dans lequel le travail des forces extérieures sera minimum, puisque le volume est proportionnel à ce travail, et cette considération pourra servir à le trouver.

Supposons que le système soit uniquement soumis à l'action de poids; on aurait :

$$\frac{R^2}{E} V = \Sigma py,$$

p étant un poids et y le déplacement de son point d'application. On voit que le volume est proportionnel au déplacement du centre de gravité du système.

Si la charpente n'était soumise qu'à son propre poids, on aurait :

$$\frac{R^2}{E} \frac{P}{B} = Py_1,$$

P étant le poids total, D la densité du métal, et y_1 le déplacement du centre de gravité. On tire de cette formule :

$$y_1 = \frac{R^2}{ED},$$

valeur constante pour une matière donnée, quelle que soit la forme de la charpente. Mais il est facile de voir que, dans ce cas, on ne peut pas prendre R à volonté et que sa valeur est déterminée par la forme même du système.

§ 4. — Observations sur les cas envisagés.

Il convient de ne pas oublier que ce qui précède s'applique aux systèmes de charpentes soumis à l'action d'un seul groupe de forces. Si l'on a en vue plusieurs groupes de forces, il peut être avantageux, dans certains cas particuliers, d'accepter des liaisons surabondantes. Nous sommes revenus sur ce point dans le chapitre sixième.

Les démonstrations qui précèdent négligent les déplacements des poids propres du système, lorsqu'on modifie le nombre des barres et le volume de chacune d'elles. Il convient de faire cette remarque, bien qu'au point de vue de la pratique elle ne saurait infirmer, au moins en général, les résultats obtenus.

§ 5. — Extension à un solide à appuis surabondants d'un théorème de M. Maurice Lévy sur les systèmes à barres surabondantes.

M. Maurice Lévy a démontré qu'un système à barres surabondantes ne pouvait pas, en général, être édifié en solide d'égale résistance; il en est de même d'un solide à appuis surabondants. Nous résumerons, comme il suit, cette démonstration, en l'étendant au cas des appuis en excès.

Soient m le nombre des barres strictement nécessaires,

K le nombre des barres surabondantes,

p le nombre des appuis surabondants.

La forme, après application des forces de la charpente, sera comme si l'on a les déformations de $m - p$ barres. Si le système est d'égale résistance, la nouvelle longueur d'une barre sera $\lambda = l \left(1 \pm \frac{R}{E} \right)$; l , étant la longueur primitive et R le coefficient de travail. On peut former, en prenant arbitrairement pour chaque barre le signe de $\frac{R}{E}$, un nombre de systèmes égal à 2^{m-p} .

Il faudra que, parmi ces systèmes, il y en ait un dans lequel les $K + p$ autres barres puissent être placées avec une longueur satisfaisant à la formule $\lambda = l \left(1 \pm \frac{R}{E} \right)$, ce qui ne se présentera généralement pas. Si cela

arrive, on voit qu'on pourra, en faisant varier assez peu les sections des barres pour que le signe d'aucune des tensions ne soit modifié, avoir une infinité de systèmes d'égale résistance.

Un pareil système serait, ainsi qu'on l'a vu plus haut, aussi léger que le système réduit auquel on pourrait le ramener, en supposant bien entendu que l'on néglige la dépense des assemblages supplémentaires; mais on ne saurait guère tirer parti de cette considération dans les charpentes que l'on a habituellement à construire.

NOTE N° 4

OBSERVATIONS SUR LES DISPOSITIONS DES TABLIERS

§ 1. — Justification de l'emploi du croisillon simple.

Bien que nous n'ayons pas l'intention de donner en détail le calcul des tabliers, nous ne croyons pas sans intérêt de faire connaître les considérations qui justifient l'emploi du croisillon simple.

Soient AB un montant quelconque du tablier (*fig. 141*), p le poids appliqué en A et p' le poids appliqué en B; nous pouvons remplacer ce système de forces par le suivant:

1° Deux forces de mêmes sens que p et p' , appliquées en A et B et égales à $\frac{p + p'}{2}$;

2° Deux forces de sens contraire appliquées en A et B et égales à $\frac{p - p'}{2}$.

Nous pouvons faire de même pour tous les montants, y compris les panneaux pleins sur piles et sur culées, et par conséquent nous aurons remplacé les systèmes

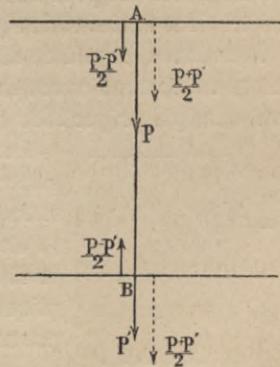


Fig. 141.

des forces données par deux systèmes nouveaux, déterminés ainsi qu'il vient d'être dit pour le montant AB. En vertu du principe de la superposition des forces, les appuis étant remplacés par leurs réactions, la tension d'une barre, avec le premier des systèmes, sera égale à la somme des tensions obtenues avec les deux autres. Examinons ce qui se passe avec chacun de ses systèmes.

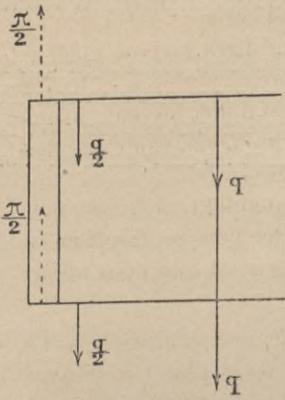


Fig. 142.

Mais il est évident que pour les montants les forces q doivent produire les mêmes efforts que les forces $-q$; par suite, on voit immédiatement que les tensions de tous les montants sont nulles avec l'un ou l'autre système, car cette condition est nécessaire pour que $\alpha = -\alpha$.

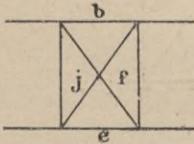


Fig. 143.

On en déduit encore que, si φ est la tension d'une barre f (fig. 143), χ celle d'une barre j , β celle d'une barre b et ε celle d'une barre e , on aura :

$$\varphi = -\chi \quad \text{et} \quad \beta = -\varepsilon$$

car, les forces q donnant une tension α dans une barre f et α' dans une barre j , les forces $-q$ donneront α' dans la barre f et α dans la barre j , et il a été établi que pour une même barre les deux systèmes de forces donnent des tensions égales et de signe contraire.

Donc, avec le système des forces q , les efforts des membrures et des treillis seront exactement ceux auxquels on arrive pour le système donné, en admettant une égale répartition de l'effort tranchant entre les barres de treillis.

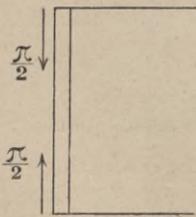


Fig. 144.

Lorsque le système donné est tel que les poids se répartissent également aux deux extrémités d'un même montant (fig. 144), comme $p - p'$ est nul (p étant égal à p'), le second des systèmes substitués se réduit à deux forces égales et de sens contraire appliquées aux sommets des panneaux pleins, et si ces panneaux sont assez robustes pour que l'action de forces semblables, en les supposant isolées, n'y produise que des déformations négligeables, on voit que

le second des systèmes substitués ne produira aucune tension dans les autres

barres. Donc, lorsque les charges se répartissent également au haut et au bas d'une poutre symétrique par rapport à une ligne horizontale, et que les panneaux pleins de cette poutre peuvent être considérés comme indéformables sous l'action de deux forces de sens contraire et égales à la moitié de la réaction des appuis, le travail des montants est nul et les deux membrures, de même que les deux barres de treillis d'un même panneau, sont soumises à des tensions égales et de sens contraire.

Si les panneaux pleins ne remplissent pas cette condition, on aura à étudier l'influence du second des systèmes substitués et l'on se trouvera en présence d'un cas particulier du phénomène plus général que nous allons examiner.

2°. — *Système de forces égales deux à deux et de sens contraire.* — Ce système est représenté par la *figure 145* pour le cas où la plus forte charge est à la partie supérieure des poutres.

Soit un panneau courant ABCD (*fig. 146*). Prenons pour inconnues les

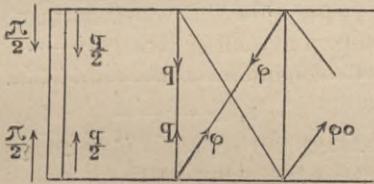


Fig. 145.

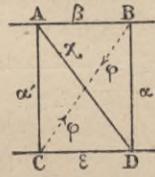


Fig. 146.

forces φ des barres f . On a , en appelant l la largeur du panneau et a la longueur d'un montant :

$$\beta = -l \frac{\varphi}{f} \quad \varepsilon = -l \frac{\varphi}{f} \quad \chi = \varphi$$

$$\alpha = -a \frac{\varphi}{f} - a \frac{\varphi_0}{f} - q \quad \alpha_1 = -a \frac{\varphi_1}{f} - a \frac{\varphi}{f} - q_1$$

Mais l'équation de déformation d'un panneau rectangulaire est

$$\frac{a^3}{s} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1}{a} \frac{s}{s_1} \right) + \frac{l^3}{\Omega} \left(\frac{\beta}{l} + \frac{\varepsilon}{l} \right) - \frac{f^3}{u} \left(\frac{\varphi}{f} + \frac{\chi}{f} \right) = 0.$$

Portons dans cette équation les expressions des tensions des barres; nous aurons, en posant $s = s_1$:

$$\frac{\varphi_0}{f} + 2 \left(1 + \frac{\frac{l^3}{\Omega} + \frac{f^3}{\omega}}{a^3 \frac{s}{s_1}} \right) \frac{\varphi}{f} + \frac{\varphi_1}{f} + \frac{q + q_1}{a} = 0.$$

Nous serons donc en présence d'équations de la forme

$$\begin{aligned} x_{-4} + 2n_{-3} x_{-3} + x_{-2} + r_{-3} &= 0, \\ x_{-3} + 2n_{-2} x_{-2} + x_{-1} + r_{-2} &= 0, \\ x_{-2} + 2n_{-1} x_{-1} + x + r_{-1} &= 0. \end{aligned}$$

On tire de la première :

$$x_{-3} = -\frac{x_{-2}}{2n_{-3}} - \frac{r_{-3} + x_{-4}}{2n_{-3}}.$$

La deuxième donne alors :

$$x_{-2} = -\frac{x_{-1}}{2n_{-2} - \frac{1}{2n_{-3}}} - \frac{r_{-2} - \frac{r_{-3} + x_{-4}}{2n_{-3}}}{2n_{-2} - \frac{1}{2n_{-3}}}$$

et la troisième :

$$x_{-1} = -\frac{x}{2n_{-1} - \frac{1}{2n_{-2}} - \frac{1}{2n_{-3}}} - \frac{r_{-1} - \frac{r_{-2} - \frac{r_{-3} + x_{-4}}{2n_{-3}}}{2n_{-2} - \frac{1}{2n_{-3}}}}{2n_{-1} - \frac{1}{2n_{-2}} - \frac{1}{2n_{-3}}}$$

Désignons par R_{-1} , R_{-2} et R_{-3} les trois quantités suivantes :

$$\left(2n_{-1} - \frac{1}{2n_{-2}} - \frac{1}{2n_{-3}}\right), \left(\frac{1}{2n_{-2}} - \frac{1}{2n_{-3}}\right), \left(\frac{1}{2n_{-3}}\right).$$

Nous aurons :

$$x_{-1} = -\frac{x}{R_{-1}} - \frac{r_{-1} - \frac{r_{-2} - \frac{r_{-3} + x_{-4}}{R_{-3}}}{R_{-2}}}{R_{-1}}.$$

ou encore :

$$x_{-1} = -\frac{x}{R_{-1}} - \frac{r_{-1}}{R_{-1}} + \frac{r_{-2}}{R_{-1} R_{-2}} - \frac{r_{-3} + x_{-4}}{R_{-1} R_{-2} R_{-3}}.$$

Mais en opérant à gauche du panneau considéré, comme nous l'avons fait à droite, nous aurions trouvé :

$$x_1 = -\frac{x}{R_1} - \frac{r_1}{R_1} + \frac{r_2}{R_1 R_2} - \frac{r_3 + x_4}{R_1 R_2 R_3}$$

et comme on a $x_{-1} + 2nx + x_1 + r = 0$,

il vient :

$$\left(2n - \frac{1}{R_{-1}} - \frac{1}{R_1}\right)x = -r + \left(\frac{r_{-1}}{R_{-1}} + \frac{r_1}{R_1}\right) - \left(\frac{r_{-2}}{R_{-1}R_{-2}} + \frac{r_2}{R_1R_2}\right) + \left(\frac{r_{-3} + x_{-4}}{R_{-1}R_{-2}R_{-3}} + \frac{r_3 + x_4}{R_1R_2R_3}\right).$$

Supposons que les quantités $n_1, n_2, n_3, n_{-1}, n_{-2}, n_{-3}$ soient plus grandes qu'une quantité donnée m ; on aura :

$$R_1 \text{ et } R_{-1} > \frac{1}{2m - \frac{1}{2m - \frac{1}{2m - \frac{1}{2m}}}} \quad R_2 \text{ et } R_{-2} > \frac{1}{2m - \frac{1}{2m}} \quad R_3 \text{ et } R_{-3} > \frac{1}{2m}.$$

Mais les quantités n_1, n_2, \dots , sont en général plus grandes que 2; l'on voit donc que les quantités R sont plus grandes que les réduites successives de la fonction continue

$$4 - \frac{1}{4 - \frac{1}{4 - \frac{1}{4 - \frac{1}{4} \dots}}}$$

Ces réduites sont :

$$4 \quad 3,75 \quad 3,733 \quad 3,732.$$

La limite y de cette fonction est d'ailleurs obtenue par la formule

$$y = 4 - \frac{1}{y}$$

d'où :

$$y = 3,732.$$

Soit A cette limite; on voit que les dénominateurs des termes du second membre sont respectivement supérieurs à A, A^2, A^3 , et par conséquent supérieurs à

$$3,7, \quad 13,70, \quad 50.$$

Il en résulte qu'en général le dernier terme du second membre sera négligeable et qu'on pourra se contenter d'en prendre les trois premiers termes, ce qui revient à dire que la tension φ d'un panneau dépend presque exclusivement des quantités géométriques relatives aux deux panneaux adjacents de part et d'autre et des forces appliquées aux trois montants adjacents de part et d'autre.

Comme n varie lentement d'un panneau à l'autre, on aura une valeur très approchée de x par la formule

$$x = \frac{-r + \frac{r_{-1} + r_1}{A} - \frac{r_{-2} + r_2}{A^2}}{A - \frac{1}{A}}$$

A étant la limite vers laquelle tend la fonction continue

$$2n - \frac{1}{2n - \frac{1}{2n}}$$

Cette formule nous servira à voir ce qui arrive pour les panneaux situés dans la partie moyenne de la travée.

Supposons que le poids d'une machine de 72 tonnes se répartisse ainsi qu'il est indiqué par la *figure 147* et voyons ce qui se passe pour le panneau ABCD. On a :

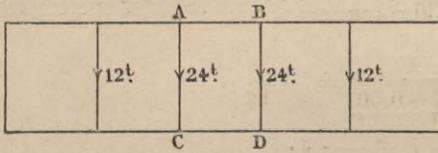


Fig. 147.

$$\begin{aligned} r_{-2} = r_2 &= \frac{6^t}{a} \\ r_1 = r_{-1} &= \frac{18^t}{a} \\ r &= \frac{24^t}{a} \end{aligned}$$

Soit d'ailleurs $n = 2$, on a :

$$ax = 4^6$$

d'où :

$$a \frac{\varphi}{f} = 4^6 \text{ et } \varphi = 6^44$$

Si donc les poids sont appliqués à la partie supérieure de la poutre, l'effort tranchant doit, pour la barre comprimée, être augmenté de 6440^{kg}. Si les poids étaient appliqués à la partie inférieure, c'est pour la barre tendue que la correction devrait être faite.

Il en résulte qu'on peut négliger l'influence du deuxième système de forces sur les panneaux placés dans la partie moyenne de la poutre, pour le calcul des treillis, dès que la poutre est un peu grande.

Passons aux panneaux voisins de l'appui (*fig. 148*). Les équations relatives aux panneaux situés à gauche du panneau ABCD sont les mêmes que dans le cas précédent. On aura donc :

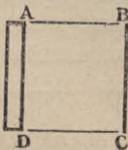


Fig. 148.

$$x_{-1} = -\frac{x}{A} - \frac{r_{-1}}{A} + \frac{r_{-2}}{A^2}$$

Mais pour le panneau ABCD, l'équation des trois tensions est :

$$x_{-1} + 2 \left(n - \frac{1}{2} + \frac{s}{2s_1} \right) x + \frac{q}{a} + \frac{q_1 s}{a s_1} + \frac{s}{s_1} \frac{\pi}{2a} = 0$$

d'où :

$$x \left(2n - 1 + \frac{s}{s_1} - \frac{1}{A} \right) + \frac{q}{a} + \frac{q_1 s}{a s_1} + \frac{s}{s_1} \frac{\pi}{2a} - \frac{r_{-1}}{A} + \frac{r_{-2}}{A^2} = 0$$

Le tablier étant supposé de grande longueur, on peut négliger tous les termes constants en présence du terme qui contient π , et écrire

$$x = - \frac{\frac{s}{s_1} \frac{\pi}{2a}}{A - 1 + \frac{s}{s_1}},$$

car $2n - \frac{1}{A}$ diffère peu de A .

On voit immédiatement que si s_1 est très fort, x_4 est négligeable. Supposons au contraire que $\frac{s}{s_1} = 0,50$; on a :

$$ax = \frac{\pi}{4(3,7 - 0,50)} = - \frac{\pi}{12}$$

en nombres ronds, et $\varphi = 1,4 \frac{\pi}{12} = \frac{\pi}{8,5}$

en admettant $\frac{f}{a} = 1,4$.

Or π est l'effort tranchant du panneau ABCD et l'on a :

$$a \frac{\varphi'}{f} = - \frac{\pi}{2}$$

φ' étant la tension de la barre f , en admettant une égale répartition de l'effort tranchant.

Donc l'effort tranchant se trouverait accru de $\frac{1}{6}$ environ pour la barre comprimée.

On voit par suite que l'effet du système de forces est en général assez faible et toujours négligeable lorsque le panneau plein est robuste.

Si l'on voulait avoir la valeur exacte de x , x_1 , x_2 , etc, on procéderait comme nous avons fait pour l'arc, par la résolution des équations aux trois tensions.

Arrivons à l'étude de ce qui se passe pour les montants. On pourrait, connaissant les valeurs des quantités $\frac{\varphi}{f}$, en déduire les valeurs des tensions

et des montants en posant $\frac{\varphi}{f} + \frac{\varphi_1}{f_1} + \frac{q_1}{a} = -\frac{\alpha_1}{a}$; mais nous arriverons au résultat cherché par une méthode directe.

L'équation de déformation pour un panneau courant est

$$\frac{a^3}{s} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1}{a} \right) + \frac{b^3}{\Omega} \left(\frac{\beta}{l} + \frac{\varepsilon}{l} \right) - \frac{f^3}{\omega} \left(\frac{\varphi}{f} + \frac{\lambda}{f} \right) = 0$$

$$\frac{\beta}{l} = \frac{\varepsilon}{l} = -\frac{\varphi}{f} = -\frac{\lambda}{f}$$

d'où
$$\frac{a^3}{s} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1}{a} \right) - 2 \left(\frac{b^3}{\Omega} + \frac{f^3}{\omega} \right) \frac{\varphi}{f} = 0$$

et
$$\frac{\varphi}{f} = \frac{\frac{a^3}{s} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1}{a} \right)}{2 \left(\frac{b^3}{\Omega} + \frac{f^3}{\omega} \right)} = \frac{1}{2(n-1)} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1}{a} \right)$$

$$\frac{\varphi_1}{f_1} = \frac{1}{2(n-1)} \left(\frac{\alpha_1}{a} + \frac{\alpha_2}{a} \right) \quad \text{et} \quad \frac{\varphi}{f} + \frac{\varphi_1}{f_1} + \frac{\alpha_1}{a} + \frac{q_1}{a} = 0$$

d'où
$$\frac{1}{2(n-1)} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1}{a} \right) + \frac{1}{2(n-1)} \left(\frac{\alpha_1}{a} + \frac{\alpha_2}{a} \right) + \frac{\alpha_1}{a} + \frac{q_1}{a} = 0$$

et, en admettant que l'on puisse sans grande erreur, ce qui est le cas habituel, considérer n comme constant, on aura :

$$\frac{\alpha}{a} + 2n \frac{\alpha_1}{a} + \frac{\alpha_2}{a} + 2(n-1) \frac{q_1}{a} = 0$$

Nous retompons sur une équation analogue à celle que nous avons étudiée.

Nous poserons $2(n-1) \frac{q_1}{a} = r$ et nous écrirons :

$$x_{-4} + 2n_{-3} x_{-3} + x_{-2} + r_{-3} = 0$$

$$x_{-3} + 2n_{-2} x_{-2} + x_{-1} + r_{-2} = 0$$

$$x_{-2} + 2n_{-1} x_{-1} + x_{-1} + r_{-1} = 0$$

Pour la partie moyenne de la travée, nous aurons :

$$x = - \frac{r_4 - (r_3 + r_5) \frac{1}{A} + (r_2 + r_6) \frac{1}{A_2}}{A - \frac{1}{A}}$$

Soit une surcharge distribuée comme l'indique la *figure 149*, et soit AB le montant considéré.

Soit $n = 2$ $2(n - 1) = 2$ $A = 3,7$

$$ar_2 = 5^t \quad ar_3 = 16^t \quad ar_4 = 30^t \\ ar_5 = 16^t \quad ar_6 = 5^t$$

On aura :

$$\alpha = ax = - 6^t 50.$$

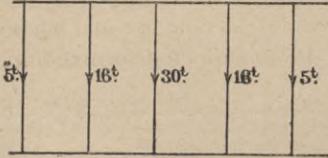


Fig. 149.

On voit donc que les montants sont très faiblement tendus, si les charges sont en bas, et très faiblement comprimés, si les charges sont en haut. La section à donner aux montants sera par suite déterminée par la condition d'avoir un bon entretoisement vertical.

Considérons maintenant le panneau de rive (*fig. 150*). L'équation de déformation est :

$$\frac{a^3}{s} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1 s}{a s_1} \right) + \frac{b^3}{\Omega} \left(\frac{\beta}{b} + \frac{\varepsilon}{c} \right) - \frac{f^3}{\omega} \left(\frac{\varphi}{f} + \frac{\chi}{f} \right) = 0.$$

Pour le montant AB, on a, en négligeant les forces q :

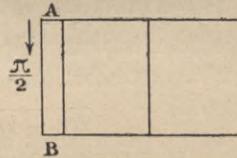


Fig. 150.

$$\frac{\pi}{2a} + \frac{\alpha_1}{a} + \frac{\varphi}{f} = 0,$$

d'où

$$\frac{\frac{a^3}{s} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1 s}{a s_1} \right)}{2 \left(\frac{b^3}{\Omega} + \frac{f^3}{\omega} \right)} + \frac{\alpha_1}{a} + \frac{\pi}{2a} = 0,$$

ou

$$\frac{\alpha}{a} + \left\{ 2(n - 1) + \frac{s}{s_1} \right\} \frac{\alpha_1}{a} + \frac{\pi}{2a} (n - 1) = 0.$$

ou encore

$$x_{-1} + \left\{ 2(n - 1) + \frac{s}{s_1} \right\} x + \frac{\pi}{a} (n - 1) = 0.$$

Mais d'autre part on a :

$$x_{-1} = - \frac{s}{s_1} \frac{x}{A} - \frac{r_3 - r_2}{A}.$$

Les termes r_3 et r_2 pouvant être négligés, on obtient :

$$x = \frac{\frac{\pi}{a} (n - 1)}{2(n - 1) + \frac{s}{s_1} \left(1 - \frac{1}{A} \right)} \quad \alpha = \frac{\pi (n - 1)}{2(n - 1) + \frac{s}{s_1} \left(1 - \frac{1}{A} \right)}$$

si s_1 est très grand, on voit que $\alpha_1 = \frac{\pi}{2}$, ce à quoi on s'attendait.

Si $\frac{s}{s_1} = \frac{1}{2}$ et $n = 2$, on a :

$$\alpha_4 = \frac{\pi}{2,73}$$

Mais il est bien certain qu'on calculera toujours le panneau plein, de telle sorte qu'il puisse toujours résister à $\frac{\pi}{2}$, et cette recherche n'a d'intérêt que pour le montant suivant. On a $\alpha_3 = -\frac{s}{s_1} \frac{\alpha_4}{\Lambda}$, en supposant que l'on néglige les termes en q , et par suite, pour $s = \frac{s_1}{2}$:

$$\alpha_3 = + \frac{\pi}{2 \times 2,73 \times \Lambda} = + \frac{\pi}{20}$$

Il en résulte que le montant voisin de l'appui n'aura, sauf pour les très grandes poutres, qu'un faible effort à subir. Si π est grand par rapport à q , cet effort sera une tension. Il en serait de même, *a fortiori*, si q était négatif.

Il y a cependant un intérêt sérieux à donner au panneau plein une grande solidité, même pour des portées moyennes; car, lorsque ce panneau se raccourcit, la membrure doit s'infléchir (*fig. 151*), et, de ce chef, l'âme de la poutre peut travailler de 0^k 7 environ par kilogr. de travail du panneau plein; de plus ces mouvements ne peuvent être que préjudiciables aux assemblages.

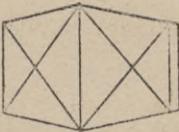


Fig. 151.

Lorsque les panneaux pleins sont très solides et que les charges sont également réparties aux deux plates-bandes, les montants ne travaillent pas. Lorsque la seconde condition est seule remplie, les montants ne travaillent que dans le voisinage de l'appui.

Ce qui précède montre que le croisillon simple est une forme de charpente recommandable pour les longs tabliers et qu'elle se prête parfaitement à l'établissement de solides d'égale résistance, sinon théoriquement, au moins dans la mesure où cela est désirable en pratique. On obtient même ce résultat théoriquement, lorsque les charges sont également réparties et que les panneaux pleins sont très solides, pour toutes les barres, à l'exception bien entendu des panneaux pleins eux-mêmes.

Ainsi, bien que le progrès consiste généralement, dans les grandes charpentes, à réduire le nombre des pièces au strict nécessaire, les tabliers à croisillon simple méritent de conserver la faveur dont ils jouissent en ce moment.

Ces tabliers paraissent, dans tous les cas, préférables aux tabliers avec

triangles rectangles. Au point de vue économique, la supériorité est incontestable, puisque l'hypothénuse du triangle doit être aussi lourde que les deux diagonales du croisillon et que, de plus, le montant doit avoir la force nécessaire pour résister à l'effort tranchant. D'autre part, si l'on compare les déformations d'un panneau à triangle avec celles d'un croisillon simple (fig. 452), on trouve, en supposant les barres d'égale résistance, que ce dernier est moins déformé, parce que la ligne f se raccourcit généralement d'une quantité plus grande dans le système triangulaire que dans les tabliers à croisillon.

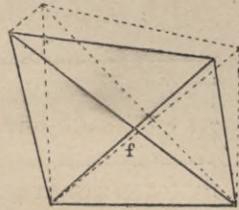


Fig. 452.

On a, en effet :

$$a(da + da_1) + b(db + de) - f(df + dj) = 0$$

Avec le croisillon simple, da et da_1 sont négligeables ; db et de qui sont de signes contraires, peuvent être considérés comme égaux en valeur absolue, et l'on a, par suite, $df = -dj$.

Avec le triangle, da et da_1 ont des valeurs importantes et, dans l'hypothèse de l'égale résistance, on a :

$$\frac{da}{a} = \frac{da_1}{a} = -\frac{dj}{f}.$$

D'ailleurs, db et de peuvent encore être considérés comme égaux en valeur absolue, et par suite on a :

$$-2a^2 \frac{dj}{f} - f^2 \left(\frac{df}{f} + \frac{dj}{f} \right) = 0$$

d'où
$$\frac{df}{f} = -\frac{dj}{f} \left(1 + \frac{2a^2}{f^2} \right)$$

$$df = -dj - \frac{2a^2}{f^2} dj$$

$2a^2$ est à peu près égal à f^2 et on voit, par suite, que df est à peu près deux fois plus grand avec le système triangulaire qu'avec le croisillon simple.

Or il est important, du moment que l'on remplace l'articulation théorique par un assemblage rigide, de rechercher les formes qui tendent le moins à disloquer cet assemblage et à ajouter un surcroît d'effort aux pièces ainsi attachées.

§ 2. — Calcul de la flèche.

Soit AB (fig. 153) un montant que nous supposons vertical ; il s'agit de calculer la flèche que prendra le point C.

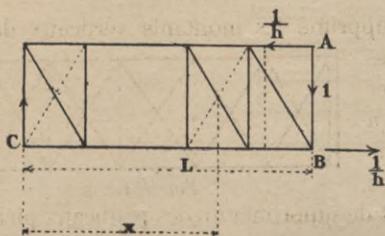


Fig. 153.

Nous pouvons considérer le tablier comme uniquement composé des barres b, e, j et α , puisque ces barres suffisent à déterminer sa forme.

Appliquons au point C une force égale à 1, équilibrée par des forces appliquées, ainsi que l'indique la figure, aux points A et B ; les efforts

des barres d'un panneau seront donnés par les formules

$$\alpha = -1 \quad \gamma = \frac{f}{a} \quad \beta = -\frac{l}{2a} - \frac{x}{h} \quad \varepsilon = -\frac{l}{2a} + \frac{x}{h}$$

Le théorème du travail virtuel nous donne, si F est la flèche :

$$F = + \Sigma db\beta + \Sigma de\varepsilon + \Sigma dj\gamma + \Sigma da\alpha$$

$$F = - \Sigma \frac{x}{h}(db - de) - \Sigma \frac{l}{2a}(db + de) + \Sigma \frac{f}{a}dj - \Sigma da$$

Cette expression est applicable aussi bien au système à triangles rectangles, qu'au système à croisillon simple. Toutefois dans ce dernier système $da = 0$, à très peu près. Dans les deux cas, $db - de$ à la même valeur ; mais tandis que $db + de$ est à peu près nul avec le croisillon simple, avec le triangle rectangle on a $\frac{E\Omega(db + de)}{e^2} = -\frac{P}{a}$ et par suite

$$\frac{l}{2a}(db + de) = -\frac{l^3}{2E\Omega} \frac{P}{a^2}$$

Mais
$$da = \frac{ax}{ES} = -\frac{aP}{ES} = \frac{a^3}{ES} \frac{P}{a^2}$$

en admettant que P varie peu d'un panneau au panneau voisin.

Par suite, avec le triangle rectangle, la flèche est plus grande qu'avec le croisillon, et la différence est

$$\Sigma \frac{P}{a^2} \left(\frac{l^3}{2E\Omega} + \frac{a^3}{ES} \right)$$

Donc, sous ce rapport encore, le croisillon simple est préférable au triangle rectangle.

§ 3. — Calcul d'un croisillon sans montants verticaux.

Il arrive quelquefois que l'on supprime les montants verticaux dans l'emploi du croisillon, et il est intéressant de voir comment on peut calculer un pareil système (*fig. 154*). Il y a d'abord à remarquer que pour rendre cette charpente calculable par les formules de la statique seule, il suffit de supprimer un des panneaux pleins.

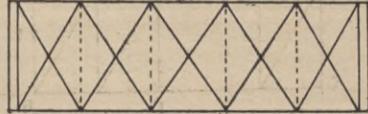


Fig. 154.

La formule de déformation du panneau est la même que pour le croisillon à montants, et l'on peut encore poser :

$$da = \frac{a\alpha}{ES},$$

α et S étant des quantités dont l'une peut être arbitrairement choisie, et α n'ayant d'autre signification que celle que lui donne cette formule.

Prenons la même valeur de S pour toutes lignes qui remplacent les montants intermédiaires. Nous aurons, comme aucune force ne s'exerce suivant les lignes verticales, des équations de la forme

$$\frac{1}{2(n-1)} \left(\frac{\alpha}{a} + \frac{\alpha_1}{a} \right) + \frac{1}{2(n-1)} \left(\frac{\alpha_1}{a} + \frac{\alpha_2}{a} \right) + \frac{q_1}{a} = 0$$

et

$$\frac{\alpha}{a} + (2n-1) \frac{\alpha_1}{a} + \frac{\alpha_2}{2} + 2(n-1) \frac{q}{a} = 0,$$

en négligeant la différence qui existe entre n et n_1 .

Ici

$$A = 2n_{-1} - \frac{1}{2n_{-1}} - \frac{1}{2n_{-1}}$$

d'où

$$y = 2n - 1 - \frac{1}{y}$$

Soit encore $n = 2$; on a :

$$y = 3 - \frac{1}{y}$$

$$y^2 - 3y + 1 = 0$$

$$y = \frac{3}{2} + \sqrt{\frac{9}{4} - 1} = 2,62$$

tandis qu'avec les montants, on aurait eu $y = 3,7$.

On voit donc que la présence des montants, dans l'hypothèse $n = 2$, réduit de $\frac{1}{3}$ environ la variation de longueur des lignes verticales.

Ce n'est point là un avantage sans valeur; mais il est bien certain que la principale utilité du montant est de raidir la poutre et de permettre l'établissement de solides attaches pour les pièces de pont et les entretoises.

Le calcul exact de la tension du panneau plein se fera, soit par la résolution des équations des trois tensions, dont il a été donné un exemple pour les piles, soit en cherchant la variation de longueur de ce panneau par le procédé que nous allons exposer et qui découle de notre méthode générale.

Supposons qu'on applique en A et B (*fig. 155*) deux forces égales à a et de sens contraire; on aura :

$$\frac{\varphi'}{f} = -1 \quad \frac{\varphi_1}{f} = 1 \quad \frac{\varphi_2}{f} = -1$$

et α_1 , relatif à l'autre panneau plein, sera $\pm a$, le signe + devant être pris quand le nombre des panneaux est impair, et le signe - lorsque ce nombre est pair.

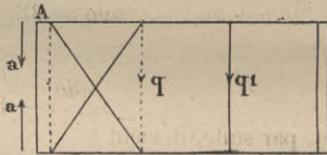


Fig. 155.

Le théorème du travail virtuel, appliqué au système des forces a et aux mouvements qu'a fait prendre aux divers sommets le système proposé, nous donne :

$$a da = - \Sigma(B'db + E'de + \Phi'df + X'dj) - \alpha_1 da_1.$$

Remarquons immédiatement que, si le nombre des panneaux est pair, comme α_1' égal à $-a$, on a, dans le second membre, ada_1 ; et si, de plus, il y a symétrie, $da = da_1$. Par suite, on devra avoir :

$$\Sigma(B'db + E'de + \Phi'df + X'dj) = 0.$$

Si, dans cette équation, on exprime db , de , df et dj en fonction de α , on trouvera que, pour qu'elle puisse être satisfaite, il faut que :

$$2\left(\alpha + \frac{\pi}{2}\right) = 2q + 2q_1 - 2q_2 \dots \pm q_n,$$

q_n étant la force appliquée au montant du milieu.

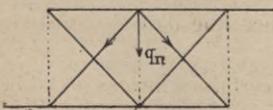


Fig. 156.

Ce résultat s'obtient immédiatement par une considération de symétrie (*fig. 156*). On a pour le panneau du milieu :

$$\frac{q_n}{a} + 2\frac{\varphi_n}{f} = 0 \quad \frac{\varphi_n}{f} = -\frac{q_n}{2a}$$

$$\frac{\varphi_{n-1}}{f} = +\frac{q_n}{2a} - \frac{q_{n-1}}{a} \quad \frac{\varphi_{n-2}}{f} = -\frac{q_n}{2a} + \frac{q_{n-1}}{a} - \frac{q_{n-2}}{a}$$

Supposons maintenant que le nombre des panneaux soit impair, mais qu'il n'y ait pas symétrie, ou que le nombre des panneaux soit pair, et

repreons l'équation

$$ada = - \Sigma(B'db + E'de + \Phi'df + X'dj) - \alpha_1 da$$

On a :

$$db = de = \frac{Bl}{E\Omega} = \frac{l^2 B}{E\Omega l} = - \frac{l^2 \varphi}{E\Omega f}$$

$$B'db = E'de = \frac{l \Phi'}{f} \frac{l^2 \varphi}{E\Omega f} = \frac{l^3 \Phi' \varphi}{E\Omega f f}$$

$$\Phi'df = X'dj = \Phi' \frac{f \varphi}{E\omega} = \frac{f^3 \Phi' \varphi}{E\omega f f}$$

d'où

$$B'db + E'de + \Phi'd\varphi + X'dj = 2 \left(\frac{b^3}{E\Omega} + \frac{f^3}{E\omega} \right) \frac{\Phi' \varphi}{f}$$

On a donc :

$$ada = 2\Sigma \left(\frac{b^3}{E\Omega} + \frac{f^3}{E\omega} \right) \frac{\Phi' \varphi}{f} \pm a\lambda\alpha_1$$

$$ada = \frac{a^2 \alpha}{ES} \quad ada_1 = \frac{a^2 \alpha_1}{ES}$$

et, par suite, il vient :

$$(\alpha \mp \alpha_1) = 2\Sigma \frac{\frac{l^3}{E\Omega} + \frac{f^3}{\omega}}{a^3} \frac{\Phi' a \varphi}{f f}$$

On aura donc assez facilement l'équation qui donnera α , puisque $\frac{\Phi'}{f}$ est égal à ± 1 et que les valeurs de $\frac{\varphi}{f}$ et de α_1 sont connues en fonction de α .

Avec des charpentes à croisillon simple sans montant, il convient d'avoir des panneaux pleins plus forts encore qu'avec le croisillon complet.

Nous avons vu, à diverses reprises, que l'excès de longueur d'une barre, résultant d'une erreur d'atelier, amenait le même résultat que si, la pièce ayant sa longueur théorique, on appliquait à ses deux extrémités, et suivant son axe, deux forces égales et de sens contraire, capables de lui donner un tel allongement. Il en résulte que l'on pourra facilement, avec les formules données plus haut, calculer les conséquences d'une pareille erreur. On voit déjà que ces erreurs ne feront sentir leur influence que dans le voisinage des pièces qui en auront été l'objet.

Le réglage que les Américains emploient pour certaines formes de tablier revient à réduire les longueurs théoriques des pièces et, par suite, peut faire l'objet de calculs analogues.

Le calcul de l'action du vent sur un tablier se fera exactement comme celui de l'effet des poids, en considérant les barres de contreventement comme constituant le treillis de la poutre.

Les barres d'entretoisement ont pour effet d'empêcher les déformations de la section transversale du tablier.

Les causes qui tendent à faire naître ces déformations sont multiples :

Le passage des machines fait fléchir les pièces du pont, d'où une réaction tendant à faire gauchir la poutre.

Tout poids distribué inégalement entre les deux poutres produit dans une certaine mesure le même effet.

Lorsque, sur les appuis, on a des cadres indéformables, les actions du vent ne produisent aucun effet sur les barres d'entretoisement, pourvu que l'on puisse considérer les deux poutres comme également frappées. Cette dernière condition n'est jamais remplie ; mais on peut considérer l'ensemble des forces auxquelles le vent donne naissance, comme composé de deux systèmes : l'un comprenant des forces égales et de même sens ; l'autre des forces égales et de sens contraire. Ce dernier agit seul sur les barres d'entretoisement, et cette action est bien faible, surtout lorsque le contreventement est muni d'entretoises. Ce que nous venons de dire suppose que les pièces du contreventement peuvent également travailler à la tension et à la compression.

Lorsque les cadres d'appui sont déformables, toute action du vent produit en général une déformation de la section transversale du tablier.

Si, dans une pareille hypothèse, on voulait calculer exactement les tensions de toutes les barres d'un tablier, on pourrait procéder comme il a été fait pour l'arc.

§ 4. — Pièces de pont.

En général, on espace diversement les pièces de pont dans les tabliers métalliques. Nous pensons qu'il y a lieu de ne pas trop les rapprocher.

En effet, ces pièces sont soumises, sous le passage des machines, notamment au voisinage des soudures de rails, à des efforts accidentels qui sont à peu près indépendants de l'écartement de ces pièces. Il est prudent de donner à ces entretoises une bonne hauteur et de fortes dimensions pour résister à ces efforts, et l'on doit en profiter pour les espacer largement.

Une partie de ces observations s'applique également aux longerons.

La plupart des ouvrages se détériorent sous l'influence de ce qu'on appelle les causes secondaires, et le meilleur moyen est d'avoir autant que possible des pièces robustes et par conséquent peu nombreuses.



TABLE DES MATIÈRES

	Pages.
AVANT-PROPOS	I
NOTICE NÉCROLOGIQUE SUR LÉON BOYER	III
EXPOSÉ	
§ 1. Division de l'ouvrage.	1
2. Personnel de l'Administration et de l'entreprise.	2
CHAPITRE PREMIER	
TRACÉ DU CHEMIN DE FER DE MARVÉJOLS A NEUSSARGUES ENTRE SAINT-CHÉLY ET LE PONT DE MONGON. — PREMIÈRE ÉTUDE DU VIADUC DE GARABIT	
§ 3. Divers tracés étudiés	3
4. Description du terrain. Nature du problème à résoudre	4
5. Avantages du tracé par les plateaux avec viaduc exceptionnel.	5
6. Préliminaires de l'approbation du projet de tracé.	7
CHAPITRE II	
CONDITIONS PRINCIPALES DU MARCHÉ PASSÉ POUR LA CONSTRUCTION DU VIADUC	
§ 7. Forme du marché	9
8. Prix	9
CHAPITRE III	
DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	
§ 9. Comparaison de l'avant-projet, du projet approuvé en 1880 et du projet exécuté.	11
10. Comparaison, au point de vue des dispositions générales, du viaduc de Garabit et du pont du Douro.	14
11. Description détaillée de l'ouvrage	17
12. Description des tabliers.	18
13. Description des piles métalliques	23
14. Description de l'arche centrale	27
15. Description des maçonneries.	33

	Pages.
Tableau n° 5. Moments d'inertie polaire à considérer pour le calcul de la torsion produite par le vent	86
6. Action du vent sur l'arc sans surcharge	88
7. Action du vent sans surcharge sur le tablier et les palées	90
8. Action du vent sur le train	92
9. Travail des membrures de l'arc sous l'action de la charge permanente seule	94
10. Travail des membrures de l'arc, sous l'action de la charge permanente et de la surcharge totale agissant simultanément	95
11. Travail des membrures de l'arc sous l'action simultanée de la charge permanente et de la surcharge comprise entre la clef et une des grandes piles	96
12. Moments de flexion et de torsion, produits par le vent	98
13. Résumé des coefficients de travail des membrures de l'arc	100
14. Calcul des efforts tranchants dus aux poids, et des coefficients de travail qui en résultent pour les barres de treillis	102
15. Calcul des coefficients de travail résultant pour les barres de treillis et de contreventement des efforts de torsion produits par le vent	104
16. Calcul des efforts tranchants dus à l'action du vent et des coefficients de travail qui en résultent pour les barres de contreventement	105
17. Résumé des coefficients de travail des barres de treillis	106
18. Résumé des coefficients de travail des barres de contreventement	107
19. Réactions des appuis sous l'action du vent	108

Deuxième partie : I. Calcul de l'arc considéré comme un système articulé.

§ 44. Exposé	109
45. Équilibre d'un système articulé	109
46. Rôle des appuis	110
47. Remarque sur l'amplitude des déformations	111
48. Principes généraux	111
49. Déplacement permanent des appuis	114
50. Indépendance des effets des forces	114
51. Système de charpentes symétriques	115
52. Remarque sur les systèmes contenus dans un plan	116
53. Conditions pour que les formules de la statique suffisent à calculer les réactions des trois appuis dans le plan et de six appuis dans l'espace	116
54. Conditions pour que les formules de la statique suffisent au calcul des tensions des barres	119
55. Résumé des principes	121
56. Établissement des formules de déformation par l'application du théorème du travail virtuel	123
57. Calcul des déformations dans tout système articulé avec ou sans liaisons surabondantes	126
58. Application de la méthode aux charpentes à croisillon simple (dans le plan)	127
59. Application de la méthode à l'arc du viaduc de Garabit. Formule de déformation spéciale aux croisillons trapézoïdaux	128
60. Étude de l'action des poids dans le cas de charges symétriques. Décomposition des poids	129
61. Réactions des appuis	130

	Pages.
§ 62. Expression des tensions des barres conservées en fonction de forces connues, de Q et des tensions inconnues des barres supprimées	130
63. Théorème des trois tensions	133
64. Calcul de la poussée	135
65. Formule simplifiée pour le calcul de la poussée	137
66. Influence de la température	138
67. Calcul des déformations	138
68. Étude de l'action des poids dans le cas des charges dissymétriques	141
69. Déformations dans le cas des charges dissymétriques	142
70. Remarque sur l'application des formules	146

II. Étude de l'action du vent sur l'arc.

§ 71. Notions préliminaires	147
72. Réactions à la clef d'une moitié d'arc sur l'autre moitié	149
73. Tension des barres de contreventement	150
74. Actions transmises à la ferme	152
75. Détermination des tensions des barres de contreventement et des actions transmises à la ferme, par un procédé graphique	154
76. Des forces transmises à l'arc proprement dit par les palées	156
77. Calcul des expressions en fonction des forces extérieures connues, des tensions des barres de contreventement et des actions transmises à la ferme, en partant du théorème des moments appliqué dans l'espace	157
78. Calcul des tensions des barres dans les fermes	162
79. Détermination des tensions inconnues du contreventement dans la partie à double croix	165
80. Remarque	167
81. Déformations résultant de l'effet du vent	168
82. Réactions des appuis fixes sur la rotule	170
83. Examen du rôle des forces négligées dans l'étude qui précède	172
84. Du rôle des barres d'entretoisement	175
85. Remarque sur les conséquences des différences existant entre les longueurs statiques et les longueurs réelles des barres	175
86. Actions dissymétriques du vent	177
87. Résultats numériques des calculs relatifs à l'arc	182
Tableau n° 1. Tableau des éléments applicables à tous les cas	183
2. Charge permanente	184
3. Surcharge symétrique agissant seule	184
4. Surface dissymétrique agissant seule, côté non chargé	186
5. Surcharge dissymétrique agissant seule, côté chargé	186
6. Charge permanente et surcharge symétrique agissant ensemble. Charge permanente et surcharge dissymétrique, côté non chargé. Charge permanente et surcharge dissymétrique, côté chargé	188
7. Tableau des éléments simples applicables aux calculs des effets du vent	189
8. Vent de 270 kilogr. sans surcharge, la culasse étant supposée indéformable	190
9. Vent de 270 kilogr. sans surcharge, la culasse étant supposée déformable	190
10. Action d'un vent de 150 kilogr. sur le train seul, avec culasse indéformable	192

	Pages.
Tableau n° 11. Action d'un vent de 150 kilogr. sur le train seul avec culasse déformable.	192
12. Vent de 270 kilogr. sans le train. Efforts dans les barres de contreventement. Extrados.	194
12 bis. Idem. Intrados.	195
13. Vent de 270 kilogr. sans le train, agissant sur une moitié d'arc. Culasse déformable. Tableau des tensions	196
14. Vent de 270 kilogr. sans le train, agissant sur une moitié d'arc. Culasse déformable.	198
15. Équations qui déterminent Q et μ	200
15 bis. Tableau des valeurs de Q et de μ	200
16. Tableau des expressions de $\frac{\sigma}{f}$ en fonction du terme constant, du terme en Q et du terme en μ	202
17. Effet total d'un vent symétrique de 150 kilogr. avec le train: . . .	204
17 bis. Effet d'un vent dissymétrique de 100 kilogr. sans le train. Culasse déformable.	205
18. Tableau des coefficients de travail dans les diverses hypothèses pour les barres de la ferme.	206
19. Calcul des tensions des barres de contreventement sous l'action de la charge permanente	208
20. Coefficients de travail maxima.	209

Troisième partie : Calcul des grandes piles du viaduc de Garabit.

§ 88. Efforts auxquels les piles doivent résister.	209
89. Détermination des tensions des barres de la pile	212
Tableau n° 1. Calcul de la pile (première méthode). Surcharge de 4 800 kilogr. Vent de 150 kilogr.	224
2. Calcul de la pile (première méthode). Vent de 270 kilogr. sans surcharge.	225
3. Calcul de la pile (première méthode). Efforts et coefficients de travail maximum dans les barres de la pile	226
4. Calcul de la pile (deuxième méthode). Surcharge de 4 800 kilogr. Vent de 150 kilogr.	227
5. Calcul de la pile (deuxième méthode). Pas de surcharge. Vent de 270 kilogr.	228
6. Calcul de la pile (deuxième méthode). Efforts et coefficients de travail maximum	229

CHAPITRE V

INSTALLATIONS, PROCÉDÉS DE MONTAGE, DÉPENSES DE MISE EN PLACE

Première partie : Viaducs et soubassements en maçonnerie.

§ 90. Dispositions des lieux et des ouvrages.	230
91. Maçonneries de fondation.	231
92. — en élévation.	231
93. Pierres de taille.	235
94. Service de l'eau	236
95. Achèvement des maçonneries après la pose des parties métalliques	237
96. Renseignements sur les prix des transports verticaux	239

Deuxième partie : Montage des piles métalliques.

	Pages.
§ 97. Mise en place des premiers tronçons d'arbalétriers	240
98. Mise en place de deux tronçons d'arbalétriers d'un étage courant	241
99. Mise en place des entretoises de petite face	242
100. Mise en place des entretoises et des pièces de treillis de la grande face	243
101. Mise en place du treillis des petites faces	243
102. Transport de la chèvre d'un étage à l'étage suivant	244
103. Mise en place des fers du contreventement horizontal	244
104. Mise en place du couronnement	245
105. Rivure de la pile	245

Troisième partie : Mise en place des tabliers.

§ 106. Approvisionnements	246
107. Montage des tabliers sur rive. Opération du lançage	247
108. Montage des tabliers sur plate-forme	249
109. Lançage des tabliers	251
Tableau des renseignements divers fournis par les lançages des tabliers Marvéjols et Neussargues du viaduc de Garabit	258

Quatrième partie : Montage de l'arc et des palées.

§ 110. Description générale	260
111. Implantation de l'ouvrage et opérations de vérification	263
112. Montage de l'arc entre les naissancés et le panneau 3	267
113. Assemblage des rotules aux pièces de l'arc	269
114. Montage de l'arc du panneau 3 au panneau 13	270
115. Abaissements successifs de l'arc pendant le montage. Épaisseurs théoriques minima des calés placés sous les têtes de câbles. Longueur théorique des câbles. Ang'e minimum à donner, au départ, à la direction de la fibre moyenne de l'arc, par rapport à sa position définitive	275
116. Influence de la température. Durant le montage, la température varie	283
117. Renseignements complémentaires sur l'emploi et la manœuvre des câbles	286
118. Appareils destinés à la mise en place des pièces. Câble suspendu et bigues	291
119. Pose des clefs de l'arc	298
120. Rivure de l'arc	301
121. Échafaudages volants établis sur l'arc	303

Cinquième partie : Montage des palées et des sommiers.

§ 122. Palées	306
123. Pose des sommiers au-dessus des montants 12	307

Sixième partie : Mise en place du tablier central.

§ 124	307
-----------------	-----

Septième partie : Utilisation, pour le montage des parties métalliques, des installations propres aux maçonneries. Installations complémentaires

	Pages.
125	310

Huitième partie : Renseignements divers.

§ 126. Longueurs et poids maxima des pièces transportées et mises au levage . . .	312
127. Emploi du plomb dans le montage	313
128. Composition du chantier et rapidité du montage des diverses parties de l'ouvrage	313
Tableau de la composition du chantier du viaduc (nombre moyen d'ouvriers par jour)	313
Tableau donnant la rapidité du montage pour les diverses parties métalliques du viaduc.	314

Neuvième partie : Renseignements généraux sur les dépenses d'installation et de montage.

§ 129. Dépenses d'installation.	314
Tableau de la décomposition de la main-d'œuvre employée au montage des tabliers et au montage de l'arc.	318
Tableau de la décomposition de la main-d'œuvre employée au montage de la partie métallique du viaduc et prix de revient divers	320

Dixième partie : Préparation des pièces métalliques et montage à l'usine de Levallois-Perret.

§ 130. Piles métalliques.	322
131. Tabliers.	326
132. Arc.	328

Onzième partie : Épreuve des matériaux. Surveillance.

§ 133	330
-----------------	-----

Douzième partie : Peinture.

§ 134	333
-----------------	-----

Treizième partie : Dates d'exécution.

§ 135	333
-----------------	-----

CHAPITRE VI

RENSEIGNEMENTS GÉNÉRAUX ET RÉSUMÉ

§ 136. Poids et mesures.	334
137. Cubes des maçonneries.	336
138. Dépenses	337
139. Examen des calculs	337

	Pages.
§ 140. Examen des conditions d'établissement des grands ouvrages métalliques . . .	339
141. Tabliers de grande portée.	343
142. Montage de l'arc	344
143. Lançage du tablier	345
144. Coût du lançage	346
145. Dépenses d'installation et de main-d'œuvre.	347
146. Rivure	347
147. Peinture.	348
148. Assemblages.	348
149. Vibrations.	319
150. Calcul des tensions des barres.	351
151. Conclusion	352

NOTES ET ANNEXES AU CHAPITRE IV

Note n° 1.

Calculs relatifs aux longues pièces dont le poids propre n'est pas négligeable.

1. Pièces situées dans un plan à peu près vertical et perpendiculaire au plan longitudinal de symétrie	353
2. Pièces non situées dans un plan vertical	356

Note n° 2.

Calculs relatifs aux vibrations des fermes métalliques.

§ 1. Cas d'une charge instantanée appliquée au sommet d'un arc	357
2. Cas d'une charge appliquée par degrés au sommet d'un arc.	359
3. Vibrations d'un système articulé, lorsqu'on suppose que la masse de chaque barre est distribuée par parties égales aux sommets qui la limitent	363

Note n° 3.

Dispositions économiques des systèmes articulés.

§ 1. Systèmes à barres surabondantes en faisant abstraction du prix des appuis.	368
2. Systèmes à barres surabondantes en faisant intervenir le prix des appuis	372
3. Système le plus économique parmi les systèmes d'égale résistance calculables par la statique.	373
4. Observations sur les cas envisagés.	374
5. Extension à un solide d'appuis surabondants, d'un théorème sur les systèmes à barres surabondantes.	374

Note n° 4.

Observations sur les dispositions des tabliers.

§ 1. Justification de l'emploi du croisillon simple	375
2. Calcul de la flèche	386
3. Calcul d'un croisillon sans montants verticaux	387
5. Pièces de pont.	390



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



17938

L. inw.

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300682