École Nationale des Ponts et Chaussées.

Cours
de construction en béton armé.

Notes prises par les Élèves

aux leçons

de M. Rabut,

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,

Professeur.

1906-1907.

ENPC02_COU_L_33205_1906

© École nationale des ponts et chaussées

Cours
de Construction en Béton armé.

Chapitre Ier.

Introduction.

La construction en béton armé, qui fait l'objet de ces leçons, est encore à beaucoup d'égard, une nouveauté. Bien que les premiers exemples en remontent à près d'un demi-siècle, il a fallu la moitié de cette période pour faire entrevoir à un petit nombre d'ingénieurs une partie de ses avantages, et ce n'est guère que depuis 10 ans que le plus grand nombre d'entre-eux en a quelque notion.

Pour qui se tient au courant des progrès du béton-armé, des solutions déconcertantes par leur simplicité qu'il fournit aux problèmes si variés de notre métier, des formes innombrables et souvent imprévues qu'il revêt pour satisfaire à de nouveaux besoins, une conclusion s'impose, c'est que notre génération assiste à une importante révolution dans l'art de bâtir.

Pour mettre en lumière les causes profondes de cette révolution, préciser les résultats acquis et prévoir ses conséquences probables dans l'avenir, il faut d'abord jeter un coup d'œil sur le passé.

Les plus anciens monuments conservés ont un caractère hiératique : temples ou tombeaux, visant à l'élévation et à la durée. Telles nous apparaissent les Pyramides d'Égypte, faites de fortes pierres de taille superposées sans mortier.

Longtemps encore les principales constructions conservent ces mêmes caractères : leurs auteurs ont voulu avant tout qu'elles fussent durables. Mais l'exécution se simplifie : les matériaux employés deviennent plus petits et sont reliés par du mortier. La puissance de ce mode de construction

atteint son apogée dans les églises gothiques.

Dans les temps modernes, les maîtresses constructions prennent un caractère de plus en plus utilitaire. C'est dans les ouvrages servant aux voies de communication que l'art de bâtir donne la vraie mesure de ses ressources : la maçonnerie se transforme par la création de voûtes de plus en plus grande ouverture destinées à de fortes charges et cette branche de l'art aboutit, de nos jours à son chef d'œuvre : le pont de Luxembourg (ouverture 84 mètres).

En même temps que la largeur, la profondeur des obstacles franchis par la pierre augmente et atteint $C2^m$ (viaduc de la Cruèize).

Au dix-neuvième siècle, apparaissent les constructions métalliques : la matière nouvelle qui les constitue peut supporter normalement des efforts de compression environ cinquante fois plus grande que la maçonnerie, et en outre des efforts d'extension aussi élevés qu'à la compression. D'où une nouvelle forme, la poutre droite, se substituant à la voûte, et atteignant des parties de 150 mètres (pont de Cuilembourg).

Dans ce type de poutres, on fait travailler également le métal à l'extension et à la compression. Le besoin se faisant sentir d'aller plus loin encore, un autre type apparaît : le cantilever où la portée augmentée de celle des consoles, atteint 500^m au pont du Forth et sera de 600^m au pont du Québec, en construction.

Si la maçonnerie ne résiste pas aux efforts d'extension, c'est à cause des joints. Avec les meilleurs matériaux (pierre et mortier) l'ouverture des joints se produit souvent sous un effort normal d'environ 1 kilog par $c.m^2$, il faut donc interdire la possibilité des efforts d'arrachement dans les maçonneries.

La grande résistance du métal à la compression, qui peut être prise en pratique égale à 10 ou 12 kilogs par m/m^2, pour l'acier de qualité courante, ne va pas sans inconvénient, car elle conduit à des sections tellement faibles que le flambage est à craindre. Si l'on avait à construire une colonne ayant à porter 100 tonnes, il suffirait, pour résister à l'écrasement quelle que fût la hauteur d'une section carrée de 10^{cm} de côté; or au delà de 2 mètres de hauteur environ, le flambage serait à craindre. Donc la résistance à la compression n'est pas utilisable en totalité. Dans une pièce métallique comprimée de grande longueur, la quantité de matière

© École nationale des ponts et chaussées

supplémentaire nécessaire pour éviter le flambage est comparable à celle qui résiste effectivement à la compression. Dans la tour Eiffel, dans les pylones métalliques des grands transbordeurs Arnodin, ouvrages considérés comme hardis, il y a 50% au moins de matière en plus.

L'emploi du métal en compression sur de grandes hauteurs étant peu économique, on a été conduit à placer les tabliers métalliques sur des piles en maçonnerie. Telles les piles évidées du viaduc de la Souleuvre (62 mètres de hauteur) et celles du viaduc de Fades, actuellement en construction sur le même modèle et détenant le record de la hauteur en ce genre (92 mètres).

Mais le vrai type d'ouvrage le plus rationnel, réunissant la maçonnerie et le métal, est le pont suspendu. Les piles y sont en maçonnerie, ayant à résister à la compression, et les câbles qui ne subissent que des efforts d'extension constituent la forme la mieux utilisable du métal. De tous les ponts construits jusqu'à ce jour, celui de Brooklyn est certainement le mieux conçu et le plus beau, parce qu'il réalise et met en évidence cette division du travail entre les deux matériaux qui le constituent. Ses piles y atteignent 132 mètres de hauteur et sont les plus hautes qui aient été construites en maçonnerie.

D'autre part, en même temps que le métal s'assouplissait sous la forme du câble, la maçonnerie s'assouplissait sous la forme du béton, qui n'est qu'une maçonnerie formée de matériaux assez petits pour réduire la main-d'œuvre de façonnement, de bardage et d'emploi à la plus simple expression. On peut même envisager le béton, invention romaine, comme la forme moderne et la plus perfectionnée de la maçonnerie. Les constructeurs d'aujourd'hui n'ont plus à leur disposition les armées d'esclaves qui ont édifié les pyramides ou les cathédrales. Il faut qu'ils s'ingénient à réduire la main-d'œuvre dont le prix va s'élevant à mesure qu'augmente la facilité des communications. Parmi les bétons, le plus avantageux, celui qui fournit, au moindre prix, l'unité de résistance, est le béton de ciment comprimé.

Il existe des ouvrages entièrement en béton. Un des plus intéressants est le pont de la Coulouvrenière, à Genève : il y en a beaucoup d'exemples aux États Unis.

On conçoit donc que la construction la plus avantageuse est celle où l'on réserve la compression à la maçonnerie, sous forme de béton de ciment

comprimé et l'extension au métal, sous forme de câble d'acier.

Dans le pont suspendu, les deux matériaux sont entièrement extérieurs l'un à l'autre. Une autre solution apparaît maintenant, réalisant la division du travail par leur union : c'est là l'idée du béton armé.

Si ce n'était la question esthétique, on ne construirait plus autant en maçonnerie ; c'est elle qui est cause que les tentatives d'emploi du béton sont exceptionnelles dans nos pays. Aux États-Unis au contraire, où l'on fait moins attention à l'aspect des ouvrages, on emploie le béton très couramment sur une grande échelle.

Chapitre II.

Conception générale du béton armé.

L'étude à laquelle nous nous sommes livrés conduit donc à la division du travail dans les ouvrages entre le fer et le béton, en mettant le fer dans le béton. Il convient de se demander, de suite, quels peuvent être les propriétés et les moyens d'application du nouveau système, car il est facile de voir que le métal se trouve dans le béton dans des conditions différentes à tous égards de celles du métal libre.

S'on suppose le métal comprimé, il y a suppression du flambage pour le métal enrobé : c'est quelque chose d'analogue à ce qui se passe dans l'expérience qui consiste à percer une pièce de 5 francs avec une aiguille enfilée dans un bouchon. Le métal enrobé devient, sous certaines réserves que nous signalerons plus tard, apte à travailler aussi économiquement à la compression qu'à l'extension. Le béton armé permet donc, non seulement une division du travail analogue à celle des ponts suspendus, mais il offre en outre des avantages indirects.

Il faut toutefois, pour être assuré que la division du travail se fera réellement, vérifier la possibilité de la transmission des efforts entre le béton et le métal. C'est du béton, qui offre la section maximum, au fer que doit en général se faire la transmission ; sans compromettre l'union ; pour cela, il faut qu'il y ait adhérence de fer au béton. Ce n'est évidemment pas l'adhérence normale qui est à considérer ici, on s'en préoccupe peu, car elle est éliminée par les formes prismatiques minces en général données aux armatures. Mais il faut s'assurer de l'existence de l'adhérence tangentielle.

En fait le béton adhère au métal, comme il adhère à lui-même et à tous corps solides non graissés. Quand il y a contact sans graissage, il y a frottement, même quelque chose de plus et l'expérience montre qu'il faut le même effort par c.q pour décoller les deux éléments que pour opérer un cisaillement dans un massif de béton. La preuve en est d'ailleurs donnée a posteriori par la stabilité des ouvrages construits en béton armé.

Il est important de savoir si la rouille est une cause de diminution d'adhérence. S'il y en avait 1/2 cm d'épaisseur par exemple, la gaine n'ayant pas de résistance, l'adhérence n'existerait pas, mais en pratique l'épaisseur de rouille est suffisamment faible pour ne pas détruire le frottement ni la cohésion et même si au bout d'un certain nombre d'années on démolit une construction en béton armé, on constate souvent que la rouille a disparu. C'est une expérience fréquente qui s'explique très bien par la réduction chimique que tend à produire la chaux libre des ciments employés dans le béton.

Le béton armé a de nombreux avantages secondaires sur lesquels en général on n'insiste pas assez, tellement ils sont simples ; en matière de construction comme ailleurs, ce sont souvent les idées les plus simples qui sont les plus fécondes ; mais elles ont souvent besoin de longs détours historiques pour voir le jour.

1° Le premier et le plus important de ces avantages est la souplesse. Elle permet de faire beaucoup plus de combinaisons différentes qu'avec la maçonnerie ou le métal seuls. Pour un problème déterminé, le béton armé offre un plus grand nombre de solutions. Il s'adapte ainsi à des besoins très variés. Cela tient au nombre de paramètres disponibles qui est plus considérable qu'avec la pierre ou le métal seuls.

Comparons un massif de béton armé à une plaque métallique homogène ; dans cette dernière, on ne dispose que des dimensions extérieures, avec le béton armé, on a le métal en plus. Comme il est généralement en barres, en chaque point du massif, on peut en faire passer une, on dispose de sa direction (3 paramètres), de sa section (1 paramètre) de la forme de cette section (nombre indéfini de paramètres, si on considère des points différents, on dispose de leur espacement et de leur arrangement dans le massif. Donc en pratique, dans le béton armé, on a un nombre de quantités arbitraires beaucoup plus grand que dans l'un des deux systèmes limites. C'est pour cela que les types de béton armé sont si nombreux et si différents.

2° Si on considère la résistance, nous avons déjà vu, que par rapport à la maçonnerie, le béton armé a l'avantage de résister à l'arrachement puisqu'on met des fers partout où la pièce travaille à l'extension. Il

résiste mieux à la compression que le béton seul, pourvu que l'on emploie du métal en compression. Il a un autre avantage capital au point de vue de la sécurité. S'ils se produit des circonstances imprévues amenant l'un renversement dans le sens des efforts, un ouvrage en maçonnerie qui vient à travailler à l'extension est compromis, une pièce métallique dans le même cas, est exposée à flamber ; le béton armé, en général, s'accomode mieux de ces efforts imprévus, surtout lorsqu'il possède des armatures comprimées. Aussi il s'est produit ce fait, que des bâtiments, construits en béton armé, fortement inclinés à la suite de tassements du sol, n'ont que peu souffert et ont pu être redressés sans dislocation en chargeant les planchers du côté convenable (magasins de Tunis). Cela tient non seulement à ce que le béton armé présente la résistance pour laquelle il a été calculé, mais encore à ce qu'il peut en général subir sans accident des efforts de sens contraire à l'effort prévu.

3° Le béton armé présente une meilleure résistance que la maçonnerie où le métal aux actions dynamiques ; chocs et vibrations. Il semble qu'il ne devrait pas y avoir de doute à ce sujet, car ce qui fait le manque de résistance aux chocs, c'est le défaut de résistance à l'arrachement dans les maçonneries et le défaut de masse dans les constructions métalliques.

Lorsqu'on évide un pont en maçonnerie, les voûtes d'élégissement se fendent facilement sous l'effet répété des charges roulantes, parce que la maçonnerie, à la suite d'un choc qui produit des vibrations, est alternativement soumise à des efforts de compression et d'extension.

Un ouvrage exclusivement métallique souffre, en pareil cas, à cause de sa faible masse, conséquence de sa grande résistance. C'est la brutalité du choc qui est dangereuse, car les déplacements relatifs qu'il entraîne, sont plus grands dans les parties qui ont le moins de masse. L'expérience des services qui ont à entretenir des ouvrages de chemins de fer montre que, dans les pièces sous voies, les rivets des attaches sautent fréquemment et que les âmes se fendent assez souvent.

A moins de précautions toutes spéciales dans l'établissement des chaussées, on voit donc les maçonneries des ponts élégis se fissurer ; l'on ne s'en émeut pas et si l'on trouve aussi tout naturel de remplacer les rivets et les âmes dans les ouvrages métalliques sous voies, on aurait doublement

tort de manifester des appréhensions au sujet de la convenance d'employer le béton armé sous les voies ferrées. En réalité les faits démentent cette crainte : les ouvrages de petite portée actuellement exécutés en béton sous des voies larges se comportent bien, quoique très exposés aux effets des chocs, puisqu'ils ont moins de masse que les ouvrages à grande portée.

Les ouvrages construits par M. Harel de la Noe dans la Sarthe qui assurent un trafic important, ceux des anciennes lignes Jura-Simplon (une dizaine d'ouvrages de 2 à 5 m. d'ouverture construits depuis 8 à 12 ans sous voies de 1m.50 très chargées) ne sont pas fissurés du tout. L'un d'eux (dalle dans la gare de St Maurice) a été démoli et le béton examiné au laboratoire de l'école de Zurich était parfaitement intact et avait toute sa résistance. Les autres ouvrages ont été éprouvés sous de fortes charges et leurs déformations mesurées ; elles sont très modérées. L'expérience faite de l'emploi du béton armé sous les voies a donc bien réussi.

Dans les petits ouvrages métalliques, la flèche peut être doublée, même avec un roulement parfait, et quintuplée avec un mauvais roulement, par l'effet de vibrations dues aux passages en vitesse des charges ; avec le béton armé, elle est rarement doublée. L'explication en est simple car pour des portées égales, la matière supportant directement les chocs a plus de masse dans les constructions en béton armé que dans les constructions métalliques. Les premières ont un hourdis de 15 à 20 cm. d'épaisseur et les poutres de 20 à 30 cm de largeur et 40 à 50m de hauteur, tandis que le métal a toujours des masses beaucoup plus faibles dans le rayon d'action du choc.

Les faits exposés ci-dessus sont prouvés en particulier par les diagrammes obtenus en essayant au choc des planchers métalliques de la gare d'Orléans et des planchers en béton armé de la nouvelle gare d'Orsay de même portée. La masse métallique utilisée avait un poids double et tombait d'une hauteur double dans le deuxième cas que dans le premier et cependant le diagramme obtenu accuse des vibrations beaucoup moins accentuées.

Le béton armé présente d'autres avantages non mécaniques:

La facilité de réalisation des assemblages. Quand on veut réunir des pièces métalliques, il faut découper des plaques d'assemblage, percer des trous de rivets et poser ces rivets. Les gousets exigent toujours beaucoup

de main-d'œuvre devant être convenablement ajustés. La solidarité est donc coûteuse dans les constructions métalliques.

Avec le béton armé, au contraire, il n'y a qu'à prolonger les fers de l'une des pièces dans l'autre pour former l'assemblage. Donc pas de main-d'œuvre supplémentaire, il n'y a que quelques kilogs de métal en plus. La solidarité, tout en étant plus forte, ne coûte presque rien.

La résistance au feu est très connue et fait une juste réclame aux entrepreneurs de béton armé: les constructions métalliques, dans les incendies se tordent et se disloquent. Cette précieuse propriété vient 1° de ce que le béton est très mauvais conducteur de la chaleur. Une épaisseur de $0^{m}.20$ suffit pour qu'on puisse tenir la main à peu de distance d'une paroi dont l'autre côté est exposé directement au feu. 2° de ce que le coefficient de dilatation du métal et du béton est le même, ce qui exclut toute cause de dislocation. Quelques uns ont voulu voir un hasard heureux, là où il n'y a en réalité qu'un fait général, la plupart des corps solides ayant à peu près même dilatation.

La résistance aux intempéries. Le béton armé n'a évidemment rien à craindre de la gelée, le béton de ciment n'étant pas gélif, quand il a pris sa dureté normale mais on peut se demander si le métal ne sera pas atteint par l'humidité à la faveur des fissures du béton. Le fer enrobé ne se rouille pas, le contraire même a été observé. D'autre part, si des fissures se produisent, elles s'arrêtent toujours aux armatures et vont en se rétrécissant depuis la surface extérieure jusqu'au fer où leur ouverture arrive à zero. Dans les maçonneries la même chose ne se produit pas, puisque rien ne limite les fissures: elles s'élargissent tous les hivers grâce à l'introduction de la poussière, de la végétation et de la glace.

La conservation des ouvrages contre l'action des fumées des machines, est très importante sur les chemins de fer. Jusqu'à présent on n'a pas trouvé le moyen de protéger les constructions métalliques contre cette corrosion; il se forme du sulfate de fer qui se dépose surtout entre les semelles des membrures inférieures. Les ouvrages en béton armé au contraire ne s'altèrent que très peu. Il faut plusieurs années pour observer des traces d'attaque superficielle. Il y a là un faible inconvénient; le remède est facile: c'est

un enduit à refaire à longs intervalles. Au sujet de la substitution moderne du béton à la maçonnerie ordinaire, motivée par le renchérissement progressif de la main-d'œuvre, il est bon de dire que la maçonnerie elle même s'exécute par des procédés très simplifiés aux Etats Unis, pays où la main-d'œuvre est la plus chère.

Les moellons bruts déposés à pied d'œuvre au moyen de grues se transmettant les bennes, sont à peine arrimés à la main entre les parements formés de pierre de taille, souvent artificielle (béton comprimé). On verse alors du mortier remplissant les vides entre ses moellons : au total, on a un béton de grosses pierres.

Après les avantages exclusivement mécanique du béton armé et résultant de sa conception même, il y a lieu de signaler la facilité des transports sur les chantiers par comparaison avec les autres méthodes de construction.

Cette facilité des transports et bardages est due à la division des éléments composants :

Le sable arrive dans des wagonnets ou des brouettes, le ciment en sacs et les barres de fer, d'un faible diamètre en général peuvent être roulées et portées en paquets par les ouvriers. Dans la maçonnerie au contraire, il faut avoir recours aux grues ou à des engins encombrants pour le levage et le bardage des pierres ; les briques nécessitent elles-mêmes une manipulation coûteuse.

Les mêmes inconvénients se retrouvent dans les constructions en fer où on doit mettre en mouvement des pièces très lourdes et très encombrantes.

Au point de vue exécution des ouvrages, le béton armé présente une grande supériorité à l'égard des assemblages.

Dans les constructions métalliques, les pièces à assembler doivent présenter des trous de rivets plus nombreux et plus soignés au droit des assemblages. Il faut un ajustage préliminaire à l'usine. La nécessité de faire sur place la plus grande partie des rivetages rend plus coûteux et moins bon ce travail.

Signalons qu'il n'est pas nécessaire, pour obtenir la solidarité, de relier les armatures entre elles. Si on le fait souvent sur les chantiers, ces liaisons en fil mince n'ont pas d'autre but que de maintenir en place les barres de fer pendant le pilonnage du béton. Il suffit que deux tiges métalliques se croisent à quelques centimètres de distance dans le béton pour qu'elles jouent le même rôle que si elles étaient assemblées. L'adhérence

du béton à ces deux pièces et sa résistance propre au cisaillement font que tout assemblage est inutile de fer à fer.

Pratiquement si deux pièces se succèdent dans une poutre de longueur supérieure à la longueur des fers du commerce on les juxtapose et on recouvre les joints d'une pièce de même section posée à côté des deux pièces à relier. Le contact doit être bien assuré ou bien il faut au contraire, écarter assez le couvre-joint pour qu'il y ait du béton dans l'intervalle, et non un vide. Il est inutile d'employer comme le font certains constructeurs deux couvre-joints réunis par des boulons. On n'a pas en effet à craindre de flexion secondaire eu égard à l'enrobement volumineux du béton.

Si 2 pièces se croisent on les approche jusqu'au contact ou en laissant entre elles un intervalle de 3 à 6^{m} permettant au béton d'y pénétrer.

Il en est de même pour 2 fers se croisant dans des plans différents.

Inconvénients du béton armé comparativement aux constructions en maçonnerie et en fer.

I.—Sujétion d'implantation des armatures.

Dans les constructions en maçonnerie il n'y a presque pas de sujétions d'implantation des moellons sauf aux parements.

Dans l'emploi du béton armé on est conduit à mettre des armatures le plus près possible des surfaces de parement en vue de la résistance et cependant il ne faut pas exagérer dans cette voie sous peine de ne plus pouvoir pilonner de béton entre les coffrages extérieurs et ces armatures. On se trouve d'autre part obligé d'admettre une tolérance de 2 à 3 millimètres dans l'implantation de barres, sujétion augmentée du fait qu'elles sont plus nombreuses près des parements. Au point de vue théorique, plus il y a de division des armatures, mieux le fer est utilisé mais la sujétion d'implantation devient énorme et le pilonnage du béton de plus en plus difficile : il en résulterait une augmentation considérable de main d'œuvre.

II– Longue durée de durcissement.

En pratique on est conduit à laisser après leur construction les ouvrages sans surcharge pendant une durée de 8 jours à 3 mois suivant

leur importance. Ces délais retardent les essais et ont des inconvénients pour la circulation. Dans les ouvrages importants ou séries d'ouvrages à construire successivement, il en résulte une forte dépense de location de bois.

III- Précautions à prendre contre les intempéries pendant la construction.

Pendant la construction d'un ouvrage en béton armé, il faut prendre les précautions nécessaires pour éviter le délavage du béton par une averse ou son attaque par la gelée. Sinon on s'expose à avoir une mauvaise liaison de l'ensemble et les 3/4 des accidents sont dus à ces causes. Il faut les éliminer par une surveillance d'autant plus vigilante qu'elle se heurte aux intérêts des entrepreneurs qui veulent avant tout aller vite.

IV- Point de vue artistique

Il est très difficile de donner aux constructions en béton armé un aspect satisfaisant pour le public. Le béton armé n'a pas d'histoire et ses formes ne nous rappellent rien. Au fond c'est une des principales causes retardant l'emploi plus général de ce mode de construction si avantageux, il faut donc s'appliquer dans les projets à envisager ce point de vue particulier.

Rapports entre des ouvrages de même genre établis en béton armé, maçonnerie ou métal.

1° Au point de vue du poids.

Les ponts en béton armé sont plus légers à portée égale qu'en maçonnerie La résistance du béton armé augmente beaucoup plus vite que le poids quand on augmente le nombre des armatures. En effet si on ajoute du métal on remplace la densité 2,5 à 3,0 du béton par 8 soit une augmentation dans le rapport 3 en moyenne Or la résistance est augmentée dans le rapport 20 (12^{k} par m.m^{2} pour le fer au lieu de 60^{k} par cmq pour le béton).

Avec le béton fretté, la légèreté des ouvrages est encore plus grande. On peut construire en béton armé des ponts de beaucoup plus grande ouverture qu'en maçonnerie. Celle-ci n'a permis jusqu'ici que d'atteindre une portée de 84^{m}. on peut, à la rigueur espérer atteindre 100 mètres tandis qu'on a fait des projets de ponts en béton fretté parfaitement exécutables de 200 mètres d'ouverture. La limite probable sera 300^{m}; au dessus de cette portée le béton armé ou

ne peut lutter avec les ouvrages en acier, surtout les ponts suspendus.

2° Au point de vue économique.

Il est intéressant de comparer les prix de revient dans les conditions moyennes de notre pays des constructions en béton armé avec ceux des autres modes de construction. Cette comparaison ne peut être présentée ici qu'à un point de vue d'ensemble et les prix qui suivent sont des moyennes susceptibles de variation suivant les circonstances.

D'après les résultats d'un assez grand nombre de marchés et de travaux exécutés le prix moyen du mètre cube de béton armé dans les constructions peut s'établir ainsi (Conditions moyennes s'étendant sur 10 ans):

a) Béton { Sable (grains de 1 à 5 m/m) = 0m.c.800
Gravier (grains de 5 à 25 m/m) = 0m.c.400
Ciment. 300 kilos

On a au total 1m.c.20 de matériaux en vrac donnant 1 m. cube de béton. Si on tient compte que l'on emploie uniquement des matériaux de premier choix et que souvent les constructions se font dans les villes, on peut considérer comme prix moyen du m. cube de sable et graviers 10f soit pour un mètre cube de béton 12f.

Le prix du ciment est environ de 0f.08 le kilo en tenant compte de la qualité et des frais de transport et de manutention, soit par m. cube de béton 24f (2 fois sable et gravier).

Au total on a pour les matériaux 36f

" main d'œuvre 4f

Le béton sur plancher revient donc à 40f par mètre cube.

b) Acier. On peut admettre une proportion d'acier variant de 1/2 à 1% avec une moyenne de 2% soit un poids de 0,m.c.02 × 7k.8 = 160k. par mètre cube de béton armé. On peut compter le métal à 0,25 le kilo prix peu élevé dû à la forme simple des barres employées il en résulte une dépense de 40f pour le métal.

c) Mise en œuvre. — Le montage des coffrages, la mise en place des armatures, le pilonnage du béton et la location des bois reviennent à environ 40f par mètre cube de béton armé.

On a donc au total une dépense de 120f par mètre cube ou figurent pour un tiers le béton, le fer et la main d'œuvre. Ce prix est susceptible de rabais comme il peut être augmenté si les usines à ciment ou les carrières sont éloignées,

si le fer est cher, etc.

Pour comparer ce prix de revient à ceux d'ouvrages construits en maçonnerie ou en fer nous remarquerons que le travail maximum à la compression qu'on exige du béton armé étant de 40 à 60 kilos par c.m.q. brut de section totale le prix par unité de résistance ressort à $\frac{120^f}{40 \text{ à } 60}$ soit $\frac{2^f}{3^f}$ à $\frac{3^f}{2^f}$.

Or, si on veut faire un ouvrage résistant en maçonnerie ordinaire on peut admettre comme prix de revient, y compris les parements, 40^f le mètre cube. La résistance qu'on peut alors atteindre est au plus 10^k par cmq ; le prix par unité de résistance ressort donc à $\frac{4^f}{1}$.

Si on est conduit par suite de la portée à prendre des moellons smillés le prix devient double comme la résistance d'ailleurs et il n'y a rien de changé au prix unitaire.

Pour de grandes voûtes on est contraint d'avoir recours à la pierre de taille. Le prix est alors de 120^f par mètre cube mais la résistance peut être portée à 30^k par m.q^t et on retrouve le prix de 4^f par unité de résistance.

En résumé dans la moyenne des conditions habituelles un ouvrage en béton armé coûte 2^f à 3^f par unité de résistance au lieu de 4^f que coûte un ouvrage en maçonnerie. La pratique le démontre d'ailleurs. Pour plusieurs lignes de chemins de fer des projets de ponts en maçonnerie et en béton armé ont été concurremment l'objet de marchandages détaillés. — Il y a toujours eu 25 à 50 % d'économie en faveur du béton armé.

On ne peut répéter les calculs que nous venons de faire pour le <u>béton fretté</u> car on ne possède pas assez d'exemples de ce genre de construction : on a bien fait ainsi quelques colonnes et quelques pieux mais il n'y a pas encore de grands ouvrages exécutés en béton fretté quoique beaucoup de projets en aient été dressés.

Si nous voulons comparer maintenant le prix de revient du béton armé et des constructions métalliques nous procéderons ainsi :

Le prix du béton armé par kilo d'acier employé ressort environ à $\frac{120^f}{160} = 0^f,75$. Or la pratique montre que moyennement la résistance est fournie moitié pour l'acier et moitié par le béton ; l'acier revient donc à $\frac{0^f,75}{2} = 0^f,375$ au point de vue résistance.

Dans les constructions métalliques l'acier rivé coûte à peu près autant par unité de résistance théorique. Mais la plupart des ouvrages

métalliques travaillent plus, en certains endroits, que ne l'indiquent les calculs qui doivent être majorés dans leurs résultats de 30 à 100 % par suite de flexions secondaires, de flambements etc qui se produisent effectivement.

Le prix de revient de l'acier par unité de résistance doit donc être augmenté dans les mêmes proportions. Il en résulte que le béton armé présente encore une économie de 25 à 50 % sur les constructions métalliques.

Les considérations qui précèdent sont confirmées par les statistiques.

Pratiquement on obtient souvent des rabais sur le prix de série de 120 f au mètre cube de béton armé. Quand on procède de gré à gré (architectes) on voit cependant des prix de 200 à 250 f le mètre cube. Il importe donc d'apporter dans la rédaction des marchés des soins particuliers pour obtenir une concurrence efficace et la forme de ces marchés fera l'objet de recommandations ultérieures.

Pénétrant plus avant, nous pouvons observer dès maintenant que le béton armé s'emploie généralement sous 3 formes : hourdis (plaques) horizontaux, hourdis verticaux, poteaux. Le second mode d'emploi et surtout le troisième entraînent plus de sujétions quant à la pose des coffrages et au pilonnage il est bon d'en tenir compte dans les prix on peut consentir une plus value de 10 francs au mètre cube pour les pans verticaux et de 15 f pour les poteaux.

En résumé, le béton armé se présente comme un mode de construction économique par rapport aux autres, tout au moins dans les cas moyens. Cependant il faut faire quelques restrictions, par exemple pour les murs extérieurs des bâtiments à usage d'habitation. La résistance de ces murs serait suffisante si on leur donnait des épaisseurs de 6 à 8 cm pour des maisons de 5 étages (8 cm en bas 6 cm en haut). Or, ces épaisseurs ne sont pas compatibles avec l'hygiène et on est conduit à les augmenter ou à adopter des murs formés de 2 cloisons réunies par un remplissage. L'économie de construction disparaît alors. Nous verrons plus loin que l'on peut néanmoins la récupérer grâce à une révolution qui consisterait à affranchir l'art du bâtiment des exigences imposées par la tradition des anciens procédés de construction. L'emploi du béton armé ne saurait non plus être économique dans les ponts d'ouverture supérieure à 300 mètres.

Ces deux exceptions principales une fois faites on peut dire que le béton armé présente en général des avantages importants et que son emploi est appelé à se généraliser, sans supprimer celui des anciens procédés, pas plus que la lumière

électrique n'a fait disparaître entièrement les autres modes d'éclairage auxquels elle est néanmoins supérieure.

Nous avons vu dans les leçons précédentes la raison d'être du béton armé : division du travail entre le métal et le béton et nous avons mis en évidence ses avantages et ses inconvénients en les rattachant à des principes intuitifs bien qu'en réalité, ils n'aient été révélés que par l'expérience d'un certain nombre d'années. Avant d'entrer dans les détails de la construction et dans les statistiques du béton armé, il convient de donner quelques idées générales sur le mécanisme de la résistance, notablement plus compliqué que celui de la maçonnerie et des ouvrages métalliques. Il ne s'agit pas pour le moment d'entrer dans le détail des calculs ni de donner des indications numériques précises, nous nous attacherons surtout au sens des déformations, qui conduit à caractériser les formes à adopter pour les ouvrages et la distribution intérieure des armatures. L'ingénieur qui arrive à connaître d'avance le sens des déformations dans toutes les parties d'ouvrages en maçonnerie et en métal n'est pas seulement un homme de mérite, mais un maître.

Dans le béton armé, les efforts sont généralement transmis au métal par le béton qui reçoit les charges extérieures. On pourrait évidemment imaginer le contraire, les combinaisons du béton armé sont innombrables et on peut en réaliser où le fer sollicité par des charges extérieures en transmettrait une partie au béton. Mais en général on peut considérer l'armature comme destinée à consolider un massif de béton.

On a donc à répartir le fer le plus judicieusement et le plus économiquement possible pour résister à des actions extérieures où le béton ne suffirait pas.

Les modes d'action des forces sur la matière ne sont pas nombreux : il y a des efforts de compression, d'extension et de cisaillement et même en toute rigueur les efforts de cisaillement se ramènent à des efforts d'extension et de compression combinés dans des directions rectangulaires, cependant, il n'est pas plus compliqué de les faire intervenir. Nous étudierons donc successivement les trois genres d'efforts.

Efforts d'extension. — Le béton n'a qu'une résistance restreinte à l'extension, plus grande cependant que celle de la maçonnerie, car plus les éléments sont petits, moins les surfaces de rupture sont régulières. Cependant,

il n'est pas difficile même dans le béton de tracer des surfaces de rupture, passant entre les grains de graviers. L'arrachement du béton se produit sous un effort de 12 à 15 k quelques fois 20 k par cmq. Il est d'ailleurs difficile d'exercer un effort d'arrachement normal à une section donnée. En pratique, on tire sur un prisme de béton et on rapporte l'effort à la section normale, bien que souvent la rupture ait lieu suivant une section oblique. C'est ce rapport qui vaut de 12 à 20 k par cmq, c'est plus que pour la maçonnerie, mais si on divise cette charge par le coefficient de sécurité 3 ou 4, on obtient des efforts permis assez petits et d'autre part, l'expérience montre qu'avant d'y arriver on atteint la limite d'élasticité du béton. Il se produit alors dans le béton des strictions et des fissures localisées. Il faut donc considérer comme nulle pratiquement la résistance locale du béton à l'extension, cette résistance devra être fournie uniquement par le métal dans le béton armé. Nous devons examiner maintenant comment un massif de béton peut transmettre un effort d'extension à une barre noyée dans sa masse.

Considérons un prisme de béton armé longitudinalement par des barres métalliques placées vers l'extérieur. Nous le soumettrons à des efforts d'extension en noyant une barre dans chacune de ses faces extrêmes sur laquelle nous exercerons le tirage nécessaire. L'effort se transmettra de ces barres, à la masse du béton et de la masse du béton aux armatures longitudinales. L'expérience montre qu'il se produit des strictions décelées par les appareils de mesure, ou même des fissures visibles à l'œil nu, ayant un espacement régulier au bout d'un certain nombre d'expériences et formant un ensemble rappelant les lignes d'Hartmann (une matière solide quelconque, ne se déforme pas d'une manière continue, mais il s'y produit des stries de forme et d'espacement réguliers). Il se produit quelquelque chose d'analogue ici, mais il faut un nombre d'expériences assez considérable, pour en avoir la notion: on voit en les examinant à la loupe, que les fissures sont ouvertes vers l'extérieur et forment un rebroussement sur le métal ce que l'on exprime en disant qu'elles sont cousues. On voit ainsi comment la transmission peut se faire, s'il n'y a pas rupture d'adhérence, malgré la fissuration du béton.

On constate qu'il peut se produire aussi des fissures intérieures ayant la forme dessinée.

Ce point est très important, car la rupture de l'adhérence entraînerait celle des ouvrages eux-mêmes. C'est donc le métal qui supporte les efforts d'extension.

Si en un point du massif de béton, on considère l'ellipsoïde des forces, caractérisé par les 3 forces principales, s'il y a un effort principal d'extension, il faudra placer dans sa direction une barre ayant une section telle que sa résistance équilibre la force d'extension.

Ainsi donc on négligera le béton dans le calcul de la résistance des armatures tendues, mais il faudrait en tenir compte, si on veut calculer les déformations du béton armé.

Efforts de compression. — Pour armer le béton à la compression, dans un poteau supportant un plancher par exemple, la première idée est de placer également des armatures ayant la direction des efforts principaux de compression.

Si l'on place une barre métallique dans un prisme de béton et si on soumet ce prisme à des efforts de compression, les expériences montrent qu'il possède une résistance à la compression et qu'il se déforme progressivement. Au delà d'une certaine limite, cette déformation rectiligne, proportionnelle aux charges, fait place aux déformations permanentes.

Lorsqu'on fait une série d'expériences, on constate que, comme pour le fer, le béton devient élastique jusqu'à concurrence des charges déjà supposées. Si on applique une première fois, puis une deuxième, puis une troisième une quatrième fois une charge de 80 à 100^{k} par cm^{2} au prisme de béton, on finit par avoir les propriétés élastiques, jusqu'à cette charge, la différence du béton et du fer à ce point de vue est qu'avec ce dernier on obtient des déformations élastiques à la deuxième expérience. Dans les calculs de béton armé, il est exact de supposer les déformations élastiques car avant la mise en service, il y a toujours des essais auxquels l'ouvrage doit résister et qui le soumettent à des efforts supérieurs à ceux de la pratique. On a donc une matière élastique à l'intérieur de laquelle il y a des barres d'une matière plus élastique, le rapport entre les coefficients d'élasticité dans les limites usuelles étant 10, (en augmentant les charges, on arrive à 15, 20 et même 30 au moment qui précède la rupture, pratiquement on doit prendre 10 comme valeur de rapport réalisable en service). Etant donné l'adhérence entre les deux matières, il n'y a pas de raison pour que la

séparation se forme au contact, on aura donc des raccourcissements élémentaires égaux pour le métal et pour le béton. Si ceci ne se produit pas rigoureusement aux extrémités, l'effet de l'adhérence est de tendre à égaliser les raccourcissements à mesure que l'on se rapproche du centre.

Il en résulte que la charge totale se répartit entre le métal et le béton proportionnellement à leur coefficient d'élasticité et à leur section : Ce rapport est donc $\frac{Ew}{E'w'}$.

Cette valeur pratique tirée d'une vue simplifiée de l'esprit est suffisamment vérifiée par l'expérience. Les différences qui existent aux points d'application ne permettent pas l'emploi de cette formule aux abouts des pièces, mais les règles générales du calcul peuvent être basées sur l'hypothèse simplifiée que nous avons exposée.

L'idée la plus simple pour armer à la compression est de placer les armatures dans la direction des efforts, mais il n'est pas évident à priori que ce soit la seule manière d'y réussir. Il y en a même une autre plus raffinée et plus économique. La première est la méthode directe, la deuxième est une méthode indirecte, car elle s'oppose au gonflement transversal, conséquence du raccourcissement des fibres. Les deux méthodes équivalentes au point de vue du résultat ne le sont pas au point de vue de la dépense il faut moins de métal dans la deuxième. Comment peut on la réaliser? Considérons une section droite, pour empêcher la dilatation transversale, il suffira d'y placer des fers qui seront par conséquent perpendiculaires à la direction de l'effort de compression, ils retiendront le béton par leur adhérence et parce qu'ils sont moins dilatables. S'il y a en même temps des armatures longitudinales, les armatures transversales jouent le rôle de frettes et agissent non seulement par leur adhérence, mais empêchent en même temps l'écartement de barres longitudinales. Ces frettes agissent donc non seulement dans leur plan comme plus haut, mais encore entre ces plans en retenant les fers longitudinaux.

Si cette armature est entièrement périphérique elle constitue le béton fretté, dans le cas contraire, on peut lui donner la forme d'un quillage. et la disposer dans un certain nombre de sections droites ou elle exerce son action grâce à l'adhérence.

L'armature indirecte demande moins de métal que l'armature

directe, pour le même effort de compression. Dans la deuxième, le fer supporte une portion bien déterminée des efforts extérieurs, dans la première il résiste à des efforts qui ont déjà traversé une masse importante de béton avant de leur être transmis, et qui on déjà mis en jeu sa résistance propre à la déformation; l'expérience seule peut montrer l'importance de l'économie de métal. Les quantités à employer sont dans le rapport de 2,5 à 1 en poids.

Au même point de vue de l'économie la frette est un procédé supérieur au grillage. Cependant dans la pratique, le grillage reprend des avantages, car il est plus souple disposant de plus de paramètres arbitraires et dans le cas de section droite non circulaire, il est plus facile à faire que la frette. Une forme à substituer, dans certains cas, au grillage est la rosace (rayons et cercles concentriques).

Effet de cisaillement. — Si on considère directement les efforts de cisaillement, on peut se demander comment le béton armé leur résistera. Il faut tenir compte de la résistance assez grande du béton au cisaillement. (L'expérience montre que les surfaces de cisaillement sont régulières, et il est difficile d'en tracer une dans une masse de béton sans rencontrer de cailloux). On peut porter pratiquement cette résistance à 6,8 ou 12^{k} par c.mq. Dans les règlements qui vont paraître sur le béton armé, il est prescrit de faire les calculs avec 4 ou 6 kilogs c'est un minimum. On dispose en plus de la résistance du métal.

On a donc en définitive à considérer les sections de béton et de métal avec leur résistance propre. Ceci n'est rigoureusement exact que si l'on a affaire à des éléments infinitésimaux, dans les grandes pièces, on l'admet étant donnée la grande marge de sécurité qu'on s'est imposée. Comme pour la compression il y a une autre manière de résister au cisaillement. La méthode directe résiste à proprement parler à l'arrachement.

Considérons une poutre dans laquelle la rupture se produit par exagération de l'effort tranchant, elle aura lieu suivant deux plans inclinés sensiblement à 45°, depuis le milieu supérieur vers les appuis. Une

se produit pas là un effort tranchant proprement dit, le massif central descend verticalement, et suivant les plans de rupture, il n'y a pas de frottement — c'est un véritable arrachement. Mais si on empêche cette rupture, on aura empêché aussi celle qui tendrait à provenir des efforts de cisaillement. On emploie des armatures verticales ou obliques coupant les plans de rupture probables. Donc si leurs sections sont suffisantes on n'aura pas de rupture due à l'effort tranchant et on n'aura pas à s'occuper de ceux de ces efforts qui peuvent se produire.

Chapitre III.

Historique du béton armé.

Nous allons aborder maintenant une nouvelle manière de faire connaître le béton armé, consistant dans un exposé historique sommaire, où l'on fera ressortir les idées générales lorsqu'elles apparaîtront. Avant de parler des premières constructions en béton armé, il y a quelques mots à dire de précédents qui contiennent l'idée d'armature, sans que personne ait eu la pensée d'un système de construction distinct de ceux employés alors.

En réalité l'idée d'armature est fort ancienne. Il existe un système de construction, dont nous n'avons pas parlé dans la première leçon, très employé à la campagne dans beaucoup de pays pauvres, il consiste dans un mélange de terre argileuse, quelquefois avec un peu de chaux grasse, mais toujours avec de la paille ou du foin: c'est la construction en pisé. On y utilise la résistance à l'arrachement de la paille ou du foin pour empêcher les fissures de l'argile sous l'action du soleil.

A l'époque gothique, on a beaucoup employé les goujons pour réunir les pierres entre elles. Les maçonneries étaient formées de nombreux moellons légers pour pouvoir être montés facilement, il y avait une quantité de joints énormes, où les effets du vent, surtout dans les parties hautes étaient très à redouter. Aussi les constructeurs de cette époque ont-ils relié toutes les pierres entre elles au moyen de goujons. Le fer étant coûteux et rare, ce qui excluait l'emploi des armatures métalliques, on a eu recours à des os d'animaux. A la cathédrale de St Denis, par exemple on a trouvé à la partie supérieure des tours, les pierres reliées par des os de mouton dont les renflements aux extrémités étaient bien propres à former ancrage dans le mortier.

Même alors que le béton armé était complétement inconnu, on a employé fréquemment des tirants dans les murs des maisons, lesquels apparaissent souvent à l'extérieur par des S. Des tirants étaient fréquemment employés aussi dans les ponts biais pour lutter contre la poussée au vide. Cet emploi de fer a été critiqué quelque fois, mais si on examine les

constructions, on il en est fait usage et qu'on les compare aux autres, on reconnaît qu'il a été efficace.

Il faut arriver à la moitié du 19e siècle pour trouver des tentatives d'introduction systématique du fer dans le béton.

Le bateau Lambot exposé en 1855 était constitué par une coque en béton de 0m,06 d'épaisseur dans laquelle était noyé un treillage métallique. François Coignet - l'inventeur du béton comprimé, qu'il a fait breveter vers 1865 (formé de parties moulées d'avance et soumises à une forte compression mécanique), semble bien être le premier ingénieur qui ait eu l'idée de cette compression qui donne au béton un surcroît considérable de résistance. Sa découverte a fait faire un grand progrès dans l'art de construire en béton. Parmi les édifices qu'il a élevés avec ses procédés, quelques uns n'ont pas parce qu'on y a employé du béton de chaux ou de ciment de médiocre qualité. François Coignet a véritablement conçu les principes du béton armé, qu'il a exposé dans un mémoire paru en 1861 et qui est une réelle divination. Il a parfaitement vu que dans la construction des pièces soumises à la flexion, il est avantageux de recourir à l'emploi du métal et de lui faire subir les efforts d'extension. Bien longtemps après lui, en tâtonnant encore pour placer le métal, car on avait perdu cette idée de vue.

Joseph Monier, jardinier à Paris, a eu l'idée, de construire des réservoirs et des dalles en introduisant des grillages métalliques à l'intérieur du béton. Il a constaté que l'on réduirait ainsi les épaisseurs à donner et la dépense. Les brevets qu'il a pris ont été achetés par une société allemande la " Monier - Bau Gesellschaft " de Berlin et par la société Wayss de Vienne. Au lieu de grillages, elles ont introduit, sans beaucoup de sens critique d'ailleurs, toutes sortes d'armatures dans le béton. Mais leur initiative aboutit à une diffusion considérable du procédé de construction.

De Joseph Monier à Monsieur Hennebique, aucune idée nouvelle n'a été émise, mais en 1879 Monsieur François Hennebique, alors architecte, a eu l'idée de faire des recherches sur la résistance des constructions au feu et a pensé à enrober le fer pour éviter les désastres des incendies. Dans le cours de ses recherches, il s'aperçut qu'il donnait une résistance énorme au béton en l'armant de certaines manières. Il chercha les règles à suivre et les formes rationnelles à donner. C'est ainsi qu'il arriva à

cette idée que les nervures augment et considérablement la résistance d'une plaque. Il vit qu'il fallait disposer le fer pour travailler à l'extension. Il a reconnu et signalé l'importance des encastrements aux appuis des pièces fléchies et la manière de disposer les fer pour y résister. Il a aussi le mérite d'avoir signalé la nécessité et les meilleures dispositions des armatures transversales.

Vers 1890 il a fait breveter un système de ces armatures transversales, dont on n'avait pas encore indiqué le rôle précis. On disait auparavant qu'il devait y avoir des armatures de résistance (disposées suivant la portée) et des armatures de répartition (dans le sens perpendiculaire) pour répartir les charges sur les précédentes). Monsieur Hennebique a fait la distinction entre les barres (fers ronds assez gros) et les étriers (fers plats placés transversalement) et il a exécuté un grand nombre de constructions en béton armé qui ont montré la véritable valeur du nouveau système.

Monsieur Edmond Coignet, à la même époque que M. Hennebique faisait breveter un mode de construction se rapprochant par divers points du précédent. La différence consiste surtout dans la forme donnée aux étriers qui deviennent des fils d'acier de 3 à 6 $^{m}/_{m}$ de diamètre, au lieu des plaques de 2 à 3 $^{m}/_{m}$ d'épaisseur et de 2 à 3 ^{cm} de largeur de M. Hennebique. L'avantage est de pouvoir faire les ligatures en même temps qu'on pose l'armature transversale. L'avantage de l'étrier plat de M. Hennebique est de pouvoir se placer à cheval sur les fers ronds et de simplifier souvent la mise en place des fers.

Monsieur Coignet emploie dans les plaques, au dessus des nervures, un fer travaillant à la compression. Il a ainsi un moyen d'augmenter la résistance des nervures ce qui lui permet de diminuer leur largeur. Ce fer rond donne un deuxième point d'attache pour l'armature transversale de la nervure (Les étriers de M. Hennebique se terminent par des pieds de biche V afin de s'encrer dans le béton).

Un autre point breveté par M. Coignet consiste dans une particularité de la mise en œuvre des matériaux. Il place d'abord les nervures faites d'avance et s'en sert pour supporter le coffrage de construction des hourdis puisqu'elles ont une prise suffisante pour n'avoir pas à redouter les accidents. D'autre part le moulage d'avance d'un grand nombre

de pièces a des avantages certains au point de vue de l'économie et de la bonne exécution. On peut faire toutes les épreuves prescrites avant la pose.

L'idée de la pièce moulée d'avance se rencontre souvent en béton armé et lui donne une grande variété d'applications, dans la fabrication des tuyaux placés bout à bout par exemple. Pour les très grands tuyaux ceprendant on est conduit à les fabriquer sur place.

Un principe différent des précédents qui a donné lieu au système de Monsieur Bonna consiste dans le montage préalable des armatures, avec des formes, des dimensions et des assemblages suffisants pour que la carcasse métallique se porte elle-même. C'est donc dans une mise en œuvre particulière des matériaux que consiste ce nouveau système et c'est d'ailleurs dans la mise en œuvre des matériaux que diffèrent véritablement les nombreux systèmes de béton armé, tandis que les brevets se différencient plutôt par des détails de tracé des armatures.

On fait quelquefois suivre le béton au fur et à mesure, l'avantage est d'éviter les étais et les fermes de support, mais l'inconvénient est d'exiger de vraies constructions métalliques avec des assemblages solides. De plus dans la construction de pièces horizontales par exemple, travaillant à la flexion, l'ossature métallique a à supporter la totalité de la charge du béton avant qu'il ait fait prise. Elle est donc placée dans des conditions de travail différentes de ce qu'on veut réaliser par le béton armé.

Indications bibliographiques

Il n'y a point de livres bien au point traitant du béton armé ; cela tient à ce qu'ils sont très rapidement démodés, le béton armé faisant de très grand progrès en une année, et à ce que son immense variété d'aspect se prête difficilement à un exposé d'ensemble rationnel.

Deux d'entre eux doivent être surtout cités actuellement :

Le premier de M. Christophe, est celui qui contient le plus de figures et les mieux faites, d'après des photographies d'ouvrages existants, ces figures ont donc une grande valeur documentaire.

Le deuxième par MM. Berger et Guilherme, donnant en particulier des détails sur certains systèmes comme celui de M. Coignet

Ce livre donne les dessins cotés d'un grand nombre d'ouvrages, mais il y a de très mauvais exemples cités, entr'autres la passerelle du Globe Céleste à l'exposition de 1889 qui est tombée au décintrement en écrasant 3 personnes, et l'usine de la Société des Emeris dont la toiture a subi des affaissements considérables.

Le point faible de la plupart des ouvrages publiés est le manque de critique. Il faut, en dehors d'eux, chercher des renseignements dans les périodiques. Citons 1° le Génie Civil 2° les Annales des Ponts et Chaussées (notamment articles de M. Bechmann qui a fait pour la Ville de Paris pour plus de 10 millions de travaux en béton armé consistant surtout en canalisation et galeries 3° la Revue du Génie Militaire qui publie très souvent des articles très étudiés sur les constructions en béton armé. 5° Parmi les publications de réclame, nous mettrons en première ligne le Béton Armé organe de M. Hennebique et de ses concessionnaires, on l'on trouve de nombreuses figures très bien faites, d'après des photographies d'ouvrages existants, ainsi que la critique de tous les autres systèmes 6° On trouvera la critique des ouvrages du système Hennebique dans "le Ciment" organe de la plupart des autres constructeurs. Consulter aussi, toujours au même point de vue, l'Ancre de St Dizier, journal intermittent de construction métallique où les accidents survenus dans les constructions en béton armé sont relatés avec vues photographiques qui pour un spectateur impartial constituent de précieux documents. 7° A l'étranger, parmi les journaux rédigés en langue française, citons les Annales de Travaux publics de Belgique, recueil de haute valeur renfermant de nombreux articles sur le béton armé et le Bulletin technique de la Suisse romande, édité à Lausanne.

En Allemand nous trouvons le Schweizerische Bauzeitung remarquable par ses illustrations et à Vienne le Beton und Eisen, publié par M. Von Emperger.

L'Amérique édite beaucoup de journaux d'Ingénieurs. Citons surtout à notre point de vue l'Engineering News et l'Engineering Record; en Angleterre, l'Engineer et quelquefois l'Engineering. 8° Enfin le 20 Octobre 1906 a paru une circulaire ministérielle relative aux constructions en béton armé, accompagnée d'un réglement relatif à la rédaction des projets, à l'exécution des travaux et à l'épreuve des ouvrages. On a publié en même temps

les travaux de la Commission Spéciale qui a préparé le réglement, et qui s'est livrée à beaucoup d'expériences. A la circulaire est joint un remarquable rapport de M. Maurice Lévy. 3e Enfin pour les questions scientifiques que soulève la construction en béton armé, on lira avec intérêt les articles de M.M. Harel de la Noë, Considère et autres dans les Annales des Ponts et Chaussées et les Comptes rendus de l'Académie des Sciences.

Historique du béton armé (suite)

Système Bonna (suite). — M. Bonna indépendamment de son Système Spécial de béton armé, a encore à son actif des brevets relatifs aux tuyaux en béton armé destinés à résister à des pressions extérieures ou intérieures, considérables. L'introduction d'armatures dans un tuyau en béton ajoute peu à l'étanchéité. Il faut, en tous cas que le dosage de ciment soit environ de 400 Kgs si l'on veut arriver à ce résultat. M. Bonna, dans le même but, revêt intérieurement le tuyau de plaques de tôle soudées au plomb; à moins que les eaux conduites ne soient oxydantes, ce fer ne s'altère pas sensiblement. Il ne faut employer que ce système pour des charges supérieures à 10m; en effet le béton ordinaire n'est plus étanche sous ces fortes pressions, même si l'on tient compte de l'étanchement progressif qui s'opère spontanément par colmatage ou expansion cristalline. Actuellement on ne soude plus au plomb, on doit pratiquer la soudure autogène. Ce procédé pourra être appliqué avec succès aux barrages de réservoir; c'est le seul moyen d'en assurer absolument l'étanchéité.

Armatures en fer déployé (système Golding).

Le fer déployé est fabriqué avec des plaques d'acier doux, entaillées à la machine suivant des rainures rectilignes interrompues, puis étirées. Chaque rainure devient un évidement en losange et on obtient un treillis à mailles Dans le but d'économiser la main-d'œuvre, on a eu l'idée d'employer ces treillis à armer des hourdis en béton armé; cela peut présenter quelque avantage dans les pays où la main-d'œuvre est très coûteuse et où la matière première métallique et le travail d'usinage sont à bon marché, comme en Amérique, ou même dans les autres pays lorsqu'une circonstance spéciale a produit une hausse momentanée de la main-d'œuvre (grèves de l'exposition de 1900)

Mais dans nos pays, aux conditions normales, ce système n'est pas avantageux, en raison du prix considérable du Kg. d'armature ; en effet au lieu de 25 à 30 cent il revient à 75 ou 80 cent. Un autre inconvénient plus grave encore, est le défaut de souplesse du système : dès qu'il ne s'agit plus de hourdis de grandes dimensions on perd par son emploi l'un des avantages capitaux du béton armé, la faculté de disposer les armatures à la demande des formes du béton.

Armatures filiformes (système Mahai) —

Ce système a joui d'une certaine vogue jusqu'à l'accident de la passerelle du Globe Céleste. Les organes de résistance principaux sont des poutres métalliques à treillis ; les organes accessoires sont des fils métalliques nombreux et très rapprochés, auxquels on laisse prendre la forme de chaînettes. On peut concevoir un système idéal, comportant beaucoup de petites armatures très minces, placées dans toutes les directions, pour assurer l'homogénéité.

Mais le système de M. Mahai ne répond pas du tout à cette conception théorique, les fils secondaires prennent en chaînettes et on les enrobe sans changer leur équilibre. En outre M. Mahai établissait les calculs dans l'hypothèse que le métal se suffit à lui-même, le béton n'aurait alors qu'à protéger le fer contre la rouille. Pour que le béton armé soit économique, il faut au contraire qu'il intervienne pour une part importante dans la résistance et, par suite qu'il contienne beaucoup moins de fer qu'une construction où le métal se suffit à lui même. En réalité, on a édifié un assez grand nombre de constructions dans ce système mais l'économie n'y a été obtenue qu'en majorant le taux de fatigue du métal. Nous citerons la couverture de la ligne des Moulineaux exécutée pour augmenter la superficie de l'exposition de 1900. Les poutres transversales portaient sur les piédroits des tranchées et sur 2 files de supports intermédiaires. En pratique le nombre considérable des fils rend difficile l'exécution d'un béton de bonne qualité. Il résulte d'expériences que j'ai faites au laboratoire de l'École qu'en augmentant progressivement le nombre des armatures on n'obtient pas un supplément indéfini de résistance ; on arrive très vite à un maximum parce que le béton est de qualité décroissante. Un autre point faible de ces ouvrages était la constitution très défectueuse des poteaux ; leurs

leurs armatures étaient disposées en faisceaux ; il y a 2 points situés sur l'axe même où elles convergent ; on a voulu peut être tenir compte des points morts de flexion qui existent dans des poutres partiellement encastrées aux extrémités mais cela ne serait légitime que si on était sûr de leur position, qui à priori n'est pas fixe quand les charges varient. Dans la section envisagée à tort comme sans flexion il n'y avait aucun moment d'inertie métallique, ce qui a été la cause de l'accident survenu à la passerelle du Globe Céleste. Les poteaux se sont inclinés jusqu'à terre et ils se sont brisés aux points de convergence des armatures, là où il n'y avait que du béton sans résistance à l'arrachement. L'échec de cette tentative ne doit pas faire oublier l'intérêt qu'il y a dans certains cas, à constituer des massifs homogènes très résistants dans tous les sens avec des armatures relativement nombreuses et fixes. Mais alors le coulage du béton doit être substitué au pilonage.

Briques enfilées, etc. (Système Cottancin).

M. Cottancin emploie un type de maçonnerie armée constitué par des briques creuses où s'enfilent les tiges métalliques.

Dans le béton armé proprement dit M. Cottancin a différencié ses armatures en leur donnant des tracés complexes et en multipliant leurs directions, ce qui nuit à la facilité du pilonage. Le but visé par l'auteur et qui serait d'éviter les arrachements dans le béton serait en effet atteint dans le cas théorique d'un nombre infini d'armatures divergeant en chaque point, dans trois directions au moins.

J'ai expliqué plus haut qu'on ne peut se rapprocher de cet idéal qu'avec le coulage du béton.

Mais M. Cottancin a pris d'autres brevets, très intéressants, parce qu'ils fournissent l'application du béton armé à certains genres spéciaux de constructions ; c'est ainsi qu'il a imaginé un système de nervures très hautes et très minces qui présentent en bas un renflement de section semi-circulaire, le cercle en bas, où l'on place de fortes armatures à l'extension. Ces nervures minces très apparentes sont susceptibles d'un emploi décoratif en architecture. C'est ainsi qu'on a pu faire très aisément des églises de style gothique où les surfaces cylindriques

des voûtes sont légères, où la totalité des charges porte sur les arêtes et qu'il serait impossible d'exécuter aussi économiquement à notre époque en pierre taillée.

Maçonneries armées (Système de M. Harel de la Noë).

M. Harel de la Noë, Ingénieur en Chef de la Sarthe, puis des Côtes du Nord, a créé, dans ces deux départements, sur des chemins de fer d'intérêt local, un grand nombre d'ouvrages de types très variés d'une grande originalité, et où une extrême économie a été obtenue par l'application de plusieurs principes entièrement nouveaux. Parmi ces ouvrages, ceux où domine la maçonnerie en béton armé, ont été exécutés dans les Côtes du Nord, où la main d'œuvre courante est fort bon marché; les matériaux employés sont des schistes plats et des briques, dont les joints sont orientés perpendiculairement aux efforts : le système comporte l'emploi de bon mortier de ciment.

M. Harel de la Noë, a pensé le premier, semble-t-il, à faire travailler la maçonnerie de ciment à son véritable taux de résistance. Quoique depuis longtemps la fabrication du ciment ait reçu de grands perfectionnements, l'influence ne s'en est pas manifestée, comme elle l'aurait dû, par une réduction immédiate des épaisseurs pratiquées antérieurement avec le mortier de chaux. M. Harel a été conduit ainsi à des réductions de section considérables, qui ont justifié de nouvelles formes (piles évidées en I, etc).

Deux particularités doivent être notées dans les armatures de M. Harel. En premier lieu, il a employé pour les armatures en long, peu nombreux des fers sous leur forme la plus économique, vieux rails à bas prix ($\frac{1}{3}$ ou $\frac{1}{4}$ de la valeur primitive). En second lieu, il a constitué des tranches armées placées en travers des massifs comprimés. C'est l'armature indirecte sous forme de grillage noyé dans une plaque de béton de 10 cent. d'épaisseur. Ces armatures secondaires empêchent le gonflement latéral dans les tranches consolidées, et divisent la longueur de la pièce en une série de tronçons trop courts pour flamber ou se fendre. On sait que lorsqu'on écrase des massifs résistants en éliminant l'action du frottement sur les faces d'application de la pression, tous les matériaux se fissurent en long, même les matériaux amorphes comme le béton.

La solidité de ces constructions est établie par les épreuves sévères

que l'on a eu l'occasion de faire subir à plusieurs d'entre elles et que ne supporteraient pas beaucoup d'ouvrages en métal ou en maçonnerie existants, couramment considérés comme de bons types de construction, quoi qu'ils aient coûté beaucoup plus cher.

Parmi les promoteurs de l'emploi du béton armé, citons encore M. Schœndoerffer, Ingénieur en Chef de la Haute-Savoie, qui construit en ce moment le pont hardi de Cyrimont sur le Rhône et M. Séjon d'Horbeline, Ingénieur en Chef de la Compagnie d'Orléans, qui vulgarise l'application du nouveau procédé dans les travaux de chemins de fer.

M. Considère mérite entre tous une mention spéciale pour son invention du "béton fretté", exemple unique, mais capital, d'un système de construction nouveau et pratique tiré directement d'une conception théorique. En général, et surtout au début d'un grand progrès, cela n'est pas ainsi que les choses se passent. Les premiers créateurs du béton armé proprement dit et aussi ceux qui, comme Mrs. Hennebique, Hatrel, etc lui ont donné ses formes classiques, sont des constructeurs qui, par un grand nombre d'essais progressifs sont arrivés à éliminer les combinaisons défectueuses et à reconnaître les voies qui aboutissent. Maintenant que le béton armé a pris des formes bien caractérisées, il devient plus facile de dégager les principes et d'en déduire des solutions nouvelles. Le point de départ de M. Considère a été le raisonnement suivant: étant donné que le béton résiste presque exclusivement à la compression, étant donné qu'on augmente cette résistance par des armatures transversales, l'implantation de ces armatures la plus avantageuse est nécessairement l'implantation périphérique. Grâce à cette intuition géniale le frettage apparaît comme un cas limite de l'armature transversale, cas singulier et non pas seulement particulier, puisque ici l'élément auquel on doit attacher une grande importance dans le béton armé ordinaire, l'adhérence, ne joue plus, en principe, aucun rôle; les réactions du béton sur l'armature étant centrifuges, ne sont tangentielles qu'au point de vue du passage entre les spires: si on les remplace par un tube extérieur l'adhérence devient réellement inutile.

Le béton fretté a déjà reçu un grand nombre d'applications: tous les constructeurs l'emploient maintenant sous forme de poteaux et de pieux.

On ne peut employer la frette seule, comme armature ; la section des poteaux est trop réduite et le flambage s'en suivrait. Il faut donc des armatures longitudinales ; celles-ci d'ailleurs contribuent à empêcher le gonflement dans l'intervalle des frettes, ce qui permet d'espacer un peu plus ces dernières.

M. Considère a pris un brevet pour les frettes en hélice ; d'autres constructeurs ont breveté ultérieurement le frettage par anneaux circulaires que l'on place les uns après les autres au montage d'un poteau vertical. Ce second système n'a pas l'inconvénient des frettes en hélice de rendre le pilonnage plus difficile par suite plus cher. Ce renchérissement n'empêche pas le béton fretté d'être avantageux, car sa résistance à l'écrasement peut atteindre quatre fois celle du béton non armé.

M. Considère a fait construire dans la gare d'Ivry un pont d'expérience en bow-string. La semelle supérieure de chaque poutre était faite d'un boudin de béton fretté avec des spires. Le tablier consistait dans un hourdis nervé. Dans les membres inférieurs tendus, le béton n'avait d'autre rôle que la protection du fer. Ce pont était la réduction au tiers d'un projet dressé pour un pont en Bretagne ; par suite il était armé plus fortement qu'un pont route de même portée ; mais la charge d'épreuve a atteint 4800 kg. par m.q, soit 6 à 8 fois la surcharge habituelle. Le calcul a indiqué une charge de rupture de 5 à 600 kilogs par c.m² pour le béton entouré par les frettes. Cette expérience prouve nettement la possibilité d'appliquer le béton fretté à de grands ponts de 100 à 300 m. d'ouverture. En ce moment des essais de laboratoire se font, de divers côtés, pour obtenir, avec le béton fretté d'autres éléments de construction que la colonne comprimée.

Le béton armé à l'étranger. — L'Europe est, pour le progrès de la construction en béton armé, à la remorque de la France. En Amérique, les types sont moins nombreux, moins perfectionnés et le mouvement moins intense qu'en France où 1800 constructions différentes ont été exécutées en 1905 rien que dans le système Hennebique. L'évolution américaine est différente : la population, quoique grande, est peu dense dans ce continent immense où tout est à grande échelle et dont les richesses sont incomplètement exploitées, faute de main d'œuvre. Il en résulte que le prix de celle-ci, dans

© École nationale des ponts et chaussées

les centres de travaux est 4 ou 5 fois plus fort que chez nous. On paye couramment un manœuvre 3 dollars et un bon ouvrier 6 dollars par jour. En même temps les dépenses de l'ouvrier sont plutôt moindres que chez nous, parce que l'Amérique est un pays de grandes cultures où les transports sont très économiques. Aussi le béton armé, qui demande beaucoup de main d'œuvre, est-il moins avantageux en Amérique qu'en Europe. Cependant les Américains lui ont donné une certaine extension en l'employant sous formes appropriées à leur état social. La main-d'œuvre intervient surtout dans le béton armé pour l'implantation et la fixation des armatures, puis pour le pilonnage du béton. Par suite, les Américains emploient des armatures peu nombreuses donc plus fortes (elles ont au moins 5cm de diamètre en général). Le rapport du périmètre à la section de l'armature diminue donc, il y a moins de surface adhérente que chez nous, pour des efforts plus grands ; on a été ainsi conduit aux armatures imprimées (barre Thacher, etc) qui procurent un supplément d'ancrage compensant le défaut d'adhérence. Quant au béton il n'est jamais pilonné ; on se borne à verser dans les coffrages du béton très fluide et très riche (le ciment, produit industriel, étant relativement moins cher que la main-d'œuvre) on laisse ensuite simplement durcir.

Les ouvrages les plus intéressants qui aient été construits en Amérique sont des ponts ; un type particulier de ces ponts est le système Strauss (pont de Belvidère). Les voussoirs sont en béton armé, moulés d'avance et assemblés sur place, ils sont évidés et forment une boîte ouverte en haut dans laquelle on mettra du béton qui pourra être armé par l'addition de nouvelles barres. Ce système comporte la suppression des cintres, les voussoirs sont montés en porte à faux sur les culées. Ce type ou d'autres analogues pourrait s'employer même en Europe très avantageusement.

L'ordre chronologique dans lequel sont apparus les différents genres d'application du béton armé fait ressortir les motifs qui ont favorisé ou retardé son développement. Il est remarquable que les premiers essais ont eu lieu dans la construction des bâtiments (M. Hennebique) et plus généralement dans les travaux privés (Monier, François Coignet). Les particuliers ont en effet toute initiative et toute liberté pour leurs constructions

propres et ils sont bons juges de leurs intérêts. D'où le progrès rapide du béton armé dans les constructions industrielles. Tous le béton armé a été employé par de petites collectivités, moins liées que les grandes par les formalités, les traditions et les réglements : sociétés industrielles, petites villes, petits états comme la Suisse, la Belgique, la Hollande, le Luxembourg. Les grands états, au contraire, ont tendance à arrêter par des réglements draconiens, l'essor de toute innovation ; c'est ainsi que l'Allemagne, pays de progrès en tous genres avant son unification, est actuellement morte au point de vue du béton armé ; et la déplorable influence des idées allemandes sur la Suisse, qui s'est traduite, il y a peu d'années, dans ce dernier pays par le rachat des chemins de fer, la menace actuellement de la réglementation à outrance qui découle du principe de la centralisation et qui s'affirme actuellement par un projet de réglement d'une rigueur et d'un formalisme excessifs pour le béton armé.

Dans chaque état, les collectivités qui ont entrepris les premières des constructions en béton armé, sont les municipalités et les services les plus autonomes, les moins centralisés : d'abord les chemins de fer départementaux, puis les services vicinaux. Ensuite sont venues les grandes Compagnies de chemins de fer à commencer par l'Orléans, l'Ouest et l'Est. C'est celle de l'Ouest qui actuellement a construit le plus grand nombre d'ouvrages en béton armé et en a fait les applications les plus variées : ouvrages sous remblais, passages par dessus, fondations, murs de soutènement et de quais, planchers, combles, escaliers, réservoirs. Récemment, elle a entrepris des bâtiments entiers en béton armé : hangars à marchandises, remises à machines, abris à voyageurs, annexes, etc. Enfin elle projette actuellement en béton armé deux groupes d'ouvrages importants : deux viaducs de 16 mètres sur les routes longeant la Seine à Asnières (circulation de 1000 trains par jour) et les encorbellements de 7 mètres de porte-à-faux sous la rue de Rome pour l'élargissement de la tranchée des Batignolles

Il y a actuellement en Europe environ 20000 constructions en béton armé ; 1/3 ont plus de 5 ans d'existence, 1/10 plus de 10 ans, un ou deux cents plus de 15 ans. Il est remarquable qu'il n'est jamais

arrivé d'accident à des ouvrages en service : On ne voit jamais un pont en béton armé, s'effondrer sous le passage d'un train alors que le fait se produit de temps en temps pour des ouvrages métalliques ou en maçonnerie. Ces accidents de béton armé n'arrivent que pendant la période de construction où le béton armé est évidemment délicat et exige des précautions. Les ouvrages en service se comportent bien et ont brillamment résisté à des épreuves particulièrement dures. Ainsi le pont de Châtellerault a subi le passage au pas de course de plusieurs compagnies de soldats, la chute de rouleaux compresseurs de plusieurs centimètres de hauteur, épreuves qu'on n'aurait osé faire supporter à aucun ouvrage métallique. Ces faits sont de nature à inspirer quelque confiance dans l'avenir de ce mode de construction.

Chapitre IV.

Exécution des ouvrages en béton armé.

Il y a des précautions essentielles à prendre ; les unes concernent les qualités à exiger des matériaux, les autres leur mise en œuvre.

Qualités des matériaux. 1° Métal. — On emploie toujours l'acier. Le fer qui est moins résistant, moins constant comme fabrication et n'est pas meilleur marché, n'a plus sa raison d'être, à moins qu'on n'ait sous la main de vieux fers d'occasion à très bas prix.

Une Commission a été chargée d'élaborer un cahier des charges pour la réception des métaux : elle n'a pas encore terminé ses travaux. Il suffit pour le béton armé d'imposer quelques épreuves simples.

L'acier doit avoir une limite d'élasticité suffisamment élevée (25 kgs par m.mq. Voir extrait du devis spécial). Le règlement du béton armé indique avec raison une limite de fatigue proportionnelle à la limite d'élasticité (la moitié).

On mesure sur les armatures de faible section ou sur les éprouvettes taillées dans les armatures épaisses la plus forte charge qui ne donne pas de déformation permanente ou qui produise des allongements proportionnels (ces deux définitions de la limite d'élasticité sont équivalentes pour l'acier), l'acier ne doit pas être cassant. Il y a seulement cinq ou six ans qu'on s'est aperçu de l'importance de cette condition. Des pièces d'acier fournies pour le Métropolitain et qui avaient satisfait à toutes les épreuves de réception, se sont brisées par une chute de faible hauteur. L'essai de fragilité se fera au mouton (voir devis spécial). Dans le cas de mauvais résultats, les pièces du lot rebuté peuvent être recuites et présentées de nouveau. Le recuit supprime la fragilité à condition que l'acier ne soit pas phosphoreux.

2° Sable et gravier. — Les éléments doivent être durs et propres. Les graviers concassés sont préférables aux ronds. On peut employer des matériaux de broyage, pourvu qu'ils proviennent de meulons siliceux ou de calcaires durs. Les broyeurs système Boiseau ou analogues donnent de bons résultats.

Si le sable naturel n'est pas propre, on le lavera soit en le jetant dans un bassin où on le dragne, soit en le barbotant avec des brouettes à treillage dans lesquelles on l'arrose à plusieurs reprises.

On emploie parfois comme gravier des scories et des mâchefers. Les Compagnies de chemins de fer les ont à bon marché. Mais ces matériaux contiennent du soufre et on ne peut actuellement affirmer que ce soufre n'aura pas d'action nuisible sur les armatures.

3e Ciment. — Le ciment doit être de toute première qualité. L'Administration des travaux publics prend à cet égard les plus sérieuses garanties ; auprès des grands chantiers on installe de véritables laboratoires pour les essais. Pour les travaux courants de béton armé, il importe de se borner à un minimum de conditions essentielles.

Il faut d'abord que le ciment ne prenne pas trop vite lorsque le béton doit être, ce qui est le cas général, pilonné pour augmenter sa résistance finale.

Il faut qu'après durcissement, il ait une résistance suffisante. L'essai à 7 jours suffit et on doit exiger une résistance à la traction de 25 kgr/cmq.

Enfin il importe que dans la suite le ciment ne présente pas de déformations spontanées fâcheuses, comme les gonflements qui accusent une exctinction imparfaite. Pour être garanti contre cette éventualité, il suffit de soumettre les briquettes à une cuisson dans l'eau pendant quelques heures, comme l'a montré M. H. le Châtelier et de reconnaître si elles se gonflent elles-mêmes pendant cette cuisson.

L'extrait du Devis spécial donne 3 épreuves correspondant à ces 3 ordres d'idées et répondant aux prescriptions du Règlement Ministériel du 2 Juin 1902. Il indique en outre des chiffres relatifs à la finesse de mouture et au poids du ciment non tassé. Il n'est pas question d'analyses : elles donnent lieu à des contestations, sont assez délicates et ne sont pas indispensables après les épreuves pratiques dont nous avons parlé.

Mise en œuvre des matériaux. — Le dosage normal est de 300 kgr de ciment par mq de béton armé mis en œuvre. On peut faire du béton à 250 k ; ce chiffre a été employé par le Génie militaire, en forçant un peu les dimensions du gravier ; mais on ne descend pas plus bas. Pour avoir une plus grande résistance on va jusqu'à 350 et même 400 k ; mais on augmente ainsi le retrait au moment de la prise et on obtient des fissures

qui risquent toujours de produire un effet moral fâcheux. Quand on cherche seulement la résistance, il est bon de s'en tenir à 35^{k}; si on désire l'étanchéité on peut atteindre 100^{k}.

Fabrication du béton. — Les anciennes règles qui voulaient qu'on mélangeât les cailloux au mortier fait d'avance, ne subsistent plus maintenant à cause du pilonnage qui doit être fait avant toute prise. Le mélange du sable du gravier et du ciment se fait d'un seul coup à sec, en général mécaniquement : c'est sur ce mélange qu'on verse l'eau. La proportion d'eau nécessaire est variable suivant la température et l'état hygrométrique. Il est pourtant important d'atteindre la bonne proportion : si le béton est trop mouillé, la résistance est diminuée ; s'il ne l'est pas assez, l'adhérence est mauvaise, ce qui est encore plus grave. On reconnaît que l'eau est en bonne proportion si une boule de béton de 5 à 6 cm. de diamètre, malaxée à la main, conserve sa forme et laisse refluer de l'eau à sa surface.

Préparation du métal. — Elle consiste dans le coupage des barres, qui arrivent en général sur le chantier avec la longueur courante de 6^{m}. Les grosses barres sont cintrées avec des appareils à 3 points fixes, non en ligne droite. La façon des "pieds-de-biche" aux extrémités des barres, ne présente aucune difficulté. On enroule sur des mandrins en bois les frettes hélicoïdales.

Mise en place des armatures. — Généralement le béton armé s'emploie en plaques de faible épaisseur, aussi les erreurs d'implantation des armatures peuvent avoir une grande importance. Par exemple, pour une plaque de 8^{cm}, une erreur d'implantation de 1^{cm} peut diminuer de moitié la distance d'une armature à la fibre neutre et augmenter de moitié la fatique du métal. Il est bon d'exiger, dans un cahier des charges, l'implantation à 3 $^{m}/_{m}$ près. Les armatures sont en général mises en place d'abord. On les astujettit le plus souvent aux coffrages avec des fers plats qui les retiennent sans ligatures. Dans ce même but on les relie souvent entre elles par des fils de fer.

Emploi du béton. — Le béton peut être soit coulé, soit pilonné. Le pilonage se fait soit au moyen de battes d'une certaine largeur, surtout pour terminer les surfaces vues, soit au moyen de pilons en fer de faible

surface (10cm sur 1 à 2cm) qui pénètrent facilement entre les armatures. Il faut exiger que le pilonage se fasse par couches de faible épaisseur, 4 à 5cm au plus dans les cas ordinaires. Pour des pièces de très forte dimension on sera moins exigeant.

Reprises. — Les prescriptions anciennes pour l'emploi du béton, qui interdisaient toute interruption dans la mise en œuvre, sont impossibles à maintenir aujourd'hui. On se contente de choisir judicieusement les emplacements des reprises, en évitant quand on le peut de les placer suivant des lignes de moindre résistance. A la reprise, on nettoie la surface du béton, on la lave à grande eau et on l'enduit de "barboline", ciment pur délayé avec beaucoup d'eau. Il est d'ailleurs souvent facile, dans la préparation des projets, de prévoir les emplacements des reprises et de les traverser par des armatures. Il en est ainsi dans le plan qui joint une nervure au hourdis dans un plancher.

Lorsqu'on a un grand nombre de pièces semblables il est avantageux de les mouler d'avance et d'employer des machines de compression. Ces machines procèdent par choc, ce procédé donne le même serrage avec une moindre dépense que les appareils à compression statique. Pour des moellons de béton, un seul choc peut suffire ; ce système a été employé par les entrepreneurs de la Compagnie d'Orléans dans sa ligne du quai d'Orsay et par ceux de la Cie de l'Ouest au tunnel de Meudon.

M. Considère, dans un article du Génie Civil sur le béton fretté, a indiqué qu'on pouvait obtenir de bons résultats par une compression opérée après le frettage et même après la prise. Dans ses expériences, cette compression a augmenté de 50% la résistance à la rupture. Ce procédé n'a pas encore été appliqué.

Effets du retrait. — Le retrait est un phénomène assez mal connu. Il est souvent considérable et se produit seulement quand les mortiers font leur prise dans l'air sec. Dans l'eau on observe un gonflement ; si on retire le béton de l'eau le retrait s'opère ensuite incomplètement.

Supposons qu'on laisse le retrait se produire le volume du béton diminuant, il y a une compression préalable des armatures ; pour celles qui doivent travailler à l'extension ce sera une diminution du travail ; mais celles qui doivent être comprimées subiront une exagération

d'effort. Si on connaissait la loi du retrait, on pourrait peut-être en tenir compte dans les calculs de résistance. Mais les recherches faites jusqu'alors ont donné des résultats peu précis.

D'autre part, les constructeurs avec leur expérience pratique ont établi les taux de fatigue du béton armé sans tenir compte du retrait.

Rédaction des marchés. — Il existe pour les marchés de travaux en béton armé des difficultés spéciales ; parce qu'il y a de nombreuses dispositions spéciales protégées par des brevets.

Aussi le principe de la concurrence, appliqué dans l'Administration des Travaux Publics, a paru, au début, difficile à respecter en matière de béton armé. Les systèmes employés n'étant pas les mêmes, les choses offertes ne sont pas comparables. — Si on oblige l'entrepreneur à employer un système déterminé, on l'oblige à passer sous les fourches caudines du titulaire du brevet. D'autre part, n'imposer aucun projet, c'est laisser trop de liberté et abandonner la direction du travail. — Le système du concours n'est pas à conseiller pour les ouvrages courants ; il n'est d'ailleurs pas facile de comparer des systèmes qui peuvent n'avoir presque rien de commun ; on réservera le concours pour des ouvrages exceptionnels, pour lesquels il est bon de faire appel au talent et à l'ingéniosité des inventeurs.

Le système que nous préconisons est un système mixte. L'Ingénieur fait complétement le projet et le donne à l'entrepreneur. Celui-ci peut proposer des modifications dans les 10 jours de la notification ; ces modifications porteront le plus souvent sur des détails d'agencement des armatures et auront pour but d'échapper aux exigences excessives de tels constructeurs brevetés. L'entrepreneur doit faire appel au concours d'un spécialiste agréé par l'Ingénieur. — Ce système donne parfois des modifications qui n'améliorent pas le projet, mais procurent néanmoins des économies notables. D'autre part il y a une véritable concurrence entre les spécialistes. Ceux-ci après avoir montré, au début, une certaine résistance à une combinaison qui supprimait les marchés de gré à gré, y ont finalement adhéré.

De plus, le spécialiste s'engage conjointement et solidairement avec l'entrepreneur et on a ainsi deux garanties au lieu d'une.

Pour les petits travaux courants en béton armé (lignes de chemin de fer) il n'est pas avantageux de former un lot spécial. Deux

entrepreneurs sur un même chantier se gêneront fatalement, ce qui leur fournira tout au moins, matière à réclamation. Il est préférable de faire un seul lot des ouvrages d'art de toute nature et des terrassements : l'entrepreneur s'adjoindra un spécialiste pour le béton armé. Les entrepreneurs s'habituent d'ailleurs rapidement à ce genre de travaux et on prévoit le moment où ils pourront se passer du spécialiste, en même temps qu'un certain nombre de brevets tomberont dans le domaine public.

Devis spécial

des terrassements, ouvrages d'art et bâtiments.

Clauses relatives aux travaux en béton armé.

Travaux en béton armé.

Pour les travaux en béton armé, l'Entreprise devra s'adjoindre un spécialiste agréé par la Compagnie et qui garantira conjointement et solidairement avec lui, la bonne exécution des ouvrages et leur solidité pendant la période décennale spécifiée par le Code Civil.

L'entrepreneur sera admis à proposer des modifications de détail aux projets qui lui auront été notifiés, pourvu qu'il le fasse dans les 10 jours de cette notification; la Compagnie sera libre d'accepter ou de refuser les changements proposés.

L'entrepreneur réglera seul, sans recours contre la Compagnie, tous droits de brevets, licences, etc.... et garantira la Compagnie contre toute répétition à laquelle pourrait donner lieu l'emploi de procédés brevetés.

Ciment.

Le ciment proviendra des usines qui seront agréées par l'Ingénieur. Il sera livré en sacs plombés efficacement.

Il devra satisfaire aux épreuves suivantes qui seront faites suivant les prescriptions du Réglement ministériel du 2 Juin 1902:

Il devra laisser au plus 30% de son poids sur le tamis de 5000 mailles par centimètre carré et 10% sur le tamis de 900 mailles.

Le poids du litre de ciment non tassé sera de 1100 grammes au moins.

Immergé dans l'eau, le ciment de Portland ne devra pas commencer à faire prise avant 30 minutes; la prise devra être complète au bout de 12 heures au plus, 2 heures au moins.

Les éprouvettes du ciment pur immergées dans l'eau 24 heures après leur fabrication, devront avoir au bout de 7 jours une résistance à la traction d'au moins 25 kilog. par centimètre carré.

Les éprouvettes, pour les essais de déformation à chaud seront conservées dans une atmosphère humide pendant 24 heures et immergées dans l'eau qui sera élevée à une température de 100° centigrades cette température sera maintenue pendant 3 heures.

L'augmentation de l'écartement des pointes des aiguilles ne devra pas dépasser 10 m/m.

ier. Les armatures des ouvrages en béton seront en acier laminé ou tréfilé; elles devront satisfaire aux deux épreuves suivantes:

a.— Sous une traction de 25 k par millimètre carré de section, les armatures de petite section ainsi que les éprouvettes normales taillées dans les armatures de grande section ne devront subir aucune déformation permanente.

b.— Des tronçons de ces barres ou éprouvettes posés sur deux enclumes espacées de cinq fois leur diamètre ou leur plus petite dimension transversale seront soumis au choc d'un mouton de 23 k tombant d'une hauteur de 1 m,00, 1 m,10, 1 m,20, etc.... La moitié au moins des échantillons dans chaque lot de fourniture ne devra pas être rompue avant que cette hauteur de chute ait atteint 1 m,50. Dans le cas contraire, toutes les pièces du lot pourront être recuites et présentées de nouveau à l'ensemble des épreuves.

en œuvre. Le sable, le gravier et le ciment seront mélangés à sec; la proportion d'eau sera telle qu'une boule de béton malaxée à la main laisse échapper de l'eau à sa surface, mais ne se désagrège pas sous la seule action de la pesanteur.

Le béton sera employé dans des moules soigneusement assujettis, dont les dispositions, ainsi que celles des échafaudages destinés à les soutenir, auront été agréées par l'Ingénieur. Les faces intérieures des moules seront revêtues de papier épais.

Les armatures seront préalablement mises en places et fixées de manière à ne pas être dérangées par le pilonage. On ne tolèrera, pour aucune d'elles, plus de 3 m/m d'écart d'implantation, ni par rapport aux

autres armatures ni par rapport aux surfaces limites du béton. Les précautions les plus minutieuses devront être prises pour maintenir, malgré les sujétions locales, toutes les armatures en place pendant le pilonage et pour assurer un parfait contact avec le béton sur toute l'étendue de leur surface.

Le pilonage sera fait à refus par couches de 0,03 à 0.04 d'épaisseur, au moyen de pilons en fer de forme appropriée; l'excès d'eau devra refluer à la surface.

Toutes les fois que l'emploi du béton devra être abandonné et repris, les surfaces de reprise seront grattées à vif, lavées à grande eau et enduites avec du mortier de ciment pur très fluide avant de recommencer l'emploi du béton.

Démoulage. Le démoulage sera fait après le délai qui sera fixé par l'Ingénieur pour chaque ouvrage et qui pourra varier de 1 à 5 jours après l'achèvement du béton.

Enduits. Les enduits sur béton seront exécutés aussitôt après le démoulage, avec les mêmes précautions que les reprises.

Décalage. Les étais ne seront enlevés qu'après le délai qui sera fixé par l'Ingénieur pour chaque ouvrage et qui pourra varier de 2 à 6 semaines après le démoulage. La mise en service n'aura lieu qu'après les épreuves qui seront faites aux frais de la Compagnie en présence de l'Entrepreneur ou lui dûment convoqué.

Epreuves. Pour les ouvrages portant des voies de communication, il sera procédé aux épreuves suivant les prescriptions de la circulaire ministérielle du 29 Août 1891; pour les autres ouvrages, on appliquera la surcharge maxima prévue dans les projets. Tout vice d'exécution, toute déformation, révélé par les épreuves, seront immédiatement réparés par les soins et aux frais de l'Entrepreneur.

Dans les premières leçons nous avons passé en revue toutes les propriétés caractéristiques du béton armé : ces propriétés peuvent être présentées aujourd'hui comme des conséquences de sa définition. En réalité, elles nous ont été révélées par la pratique des constructions en béton armé.

Passons maintenant en revue les applications du béton armé aux diverses catégories de constructions. Nous étudierons successivement les fondations, les bâtiments, puis les murs de soutènement les murs de quai, les réservoirs et autres ouvrages analogues qui doivent résister à une poussée horizontale, ensuite les canaux, aqueducs, galeries souterraines, tunnels, enfin les tours de phares, les poteaux de support des lignes télégraphiques, etc, c'est-à-dire les ouvrages ayant une section faible mais une grande hauteur.

Dans un chapitre spécial je donnerai de nombreux détails sur l'application du béton armé à la construction des ponts car la proportion de ces ouvrages construits en béton armé augmente de plus en plus rapidement.

Chapitre V.

Chapitre V.

Applications du béton armé.

Après avoir successivement traité les généralités, l'historique de l'évolution des différents procédés du béton armé et les règles générales de mise en œuvre, il convient d'aborder la description des différentes catégories de constructions en béton armé et les règles qui s'y appliquent.

§ 1er. — Fondations.

Nous aborderons cette étude par les fondations ; c'est en effet la partie des constructions où la révolution provoquée par le béton armé a été la plus complète. C'est une de ses applications les plus importantes ; toutes espèces d'ouvrages, quels que soient les matériaux employés et les procédés de construction suivis, peuvent se fonder sur béton armé ; on possède ainsi des ressources absolument nouvelles qui augmentent beaucoup la puissance dont on disposait avec les anciens procédés.

Les fondations en béton armé se classent en trois catégories, faciles à définir par leur forme.

les fondations sur plaques,
les fondations sur pilotis,
les fondations sur caissons.

Il existe d'autres variétés qui sont des combinaisons très nombreuses de ces trois systèmes, deux à deux ou trois à trois.

(a). Fondations sur plaques.

Ce mode de fondation est propre au béton armé ; avant son emploi, on fondait bien sur des massifs de béton mesurant au moins $0^m,40$ ou $0^m,50$, et parfois même 2 à 3 mètres d'épaisseur. Ce ne sont pas là des plaques à proprement parler. Dès que le rapport de l'épaisseur aux dimensions superficielles devient un peu inférieur à l'unité les massifs se cassent ; l'étanchéité de ces sortes de radiers est impossible à obtenir, à cause des fissures qui se forment sous

l'effet des sous-pressions ; les radiers en béton qu'on veut rendre étanches sont coûteux ; ils exigent souvent des réparations qu'on ne peut faire qu'au scaphandre ou à l'air comprimé.

Le béton armé ne présente pas ces inconvénients : il a une résistance propre à l'extension, par suite à la flexion ; il peut s'employer sous les épaisseurs les plus faibles ; bien que le prix du mètre cube de béton armé soit élevé, il procure une économie généralement énorme, car il permet de réduire par un empattement convenable, la pression par m. q. de base à un chiffre aussi bas qu'on le désire.

Ce sera, dans l'avenir, le mode de fondation le plus appliqué, car il permet de fonder sur les terrains les moins résistants, sauf peu d'exceptions ; et même quand les procédés anciens peuvent être employés, c'est encore celui-ci qui est bien souvent le plus avantageux.

Il faut cependant citer deux cas spéciaux qui échappent à son application :

1° Quand le sous-sol est tourbeux il n'est pas prudent de s'y établir directement ; il ne supporterait pas la pression unitaire la plus faible. Si cependant la tourbe est recouverte d'une couche d'au moins 2^m de bon terrain, si elle est horizontale et d'une épaisseur ne dépassant pas celle de la couche supérieure, le boursoufflement autour de la construction est empêché par la charge même du terrain, et on peut y asseoir une construction légère à fleur de sol sans entamer la couche de bonne qualité, pour ne pas se rapprocher de la tourbe.

2° Quand le terrain est affouillable, soit à flanc de coteau, soit en rivière, on ne peut songer à y faire reposer des plaques, car le ravinement ou le courant entraînerait le sol sous-jacent.

Dans les cas où l'on adopte ce mode de fondation, on fonde en général directement après un simple nivellement du sol. Mais il peut être avantageux de chercher à atteindre une couche un peu plus solide que la couche superficielle. On déblaie, à cet effet, sur une certaine profondeur ($0^m,50$ à 2^m) pour enlever les parties les moins solides. Même si la nature du sol ne doit pas s'améliorer, on aura moins de chances d'avoir un tassement, puisque ce tassement est toujours accompagné d'un relèvement des parties entourant le plan des fondations ; ce relèvement est rendu plus difficile, puisque ces parties sont chargées d'une couche de profondeur égale à celle de la fouille.

Quand le sol est compressible on remplace souvent la partie supérieure par une matière incompressible, comme le béton maigre, ou simplement du sable qui coûte moins cher et rend les mêmes services tant qu'il n'y a pas d'affouillements à craindre : On remplit la fouille de sable mouillé : les grains sont assez mobiles pour descendre et se comprimer au fond de la fouille, après un court pilonage, on constate que le sable a acquis la sonorité de la pierre.

Les plaques de béton armé peuvent s'établir sur ces massifs de sable.

Certains terrains jouissent de la propriété d'avoir une compressibilité limitée ; quand on les a chargés depuis un certain temps, ils ne tassent plus. On peut alors préparer le sol en y accumulant les matériaux destinés à la construction, sable ou pierre ; dans certains cas, on préférera y entasser des rails, pour éviter une double reprise des matériaux.

Quelles pressions peut on admettre par unité de surface sur un sol donné ?

Sur le rocher compacte, on peut admettre une pression de 6, 8 et 10^{k} par c.q.

Sur le sable compact, ou une marne très ferme, on ira jusqu'à 4 ou 6^{k}3 par c.q.

Sur le sable argileux ou l'argile sableuse, 2 à 4^{k}3 par cinq.

Sur l'argile plastique, si difficile qu'y soit l'attaque de l'outil, il faut craindre des glissements, à Paris sous les maisons on admet une charge de 2^{k}5 par cinq ; mais il est plus prudent de se tenir entre 1^{k} et 2^{k}, avec des ouvrages où les surcharges peuvent varier d'une manière plus étendue.

Avec des terrains plus mauvais encore, il faut descendre à des charges si basses par c. m. q. qu'on doit employer des plaques à porte-à-faux très grands ; le béton armé seul, avec sa grande résistance à la flexion, permet de les réaliser.

Il permet même de fonder, sur des remblais peu anciens, de petits bâtiments sans étage, des abris ou annexes de gares, etc. Il faut prendre quelques précautions pour rendre les tassements assez uniformes. Le remblai doit être pilonné sous la construction ; les charges doivent être uniformément

réparties pour que le bâtiment ne se déverse pas, mais s'abaisse verticalement de quelques centimètres ; cet abaissement est inévitable, mais on peut le prévoir d'avance, et une légère erreur sur la cote du sol n'a pas toujours grande importance.

Les économies réalisées de ce fait sont très considérables dans la construction d'une ligne nouvelle car il y a, en général, plus de bâtiments sur remblais que sur déblais. S'il fallait descendre à travers ces remblais jusqu'au sol naturel, et s'y encastrer d'une certaine profondeur, le coût de la fondation de ces bâtiments serait hors de proportion avec leur importance.

Il est prudent d'adopter dans ce cas extrême une charge de 300 gr. par c.m.q. comme une moyenne au dessous de laquelle il faut se tenir pour des constructions de peu de surface, et qu'on peut doubler quand les surfaces chargées sont grandes ; le relèvement latéral est alors moins à craindre, les grands bâtiments ne produisant pas un effet de coin comme les petits.

Au contraire, sur les terrains tourbeux, le danger augmente avec la charge absolue ; cela tient à ce que la croûte superficielle résiste un certain temps au cisaillement, mais finit par se déchirer et s'enfoncer dans les couches inférieures ; nous avons recommandé d'ailleurs de ne pas fonder sur la tourbe, quand elle n'est pas horizontale et recouverte d'une certaine épaisseur de bon terrain.

Forme et dimensions des plaques. — Pour des charges faibles, on se contente d'un simple hourdis, avec un porte à faux variant de $0^m,50$ à $1^m,00$. L'épaisseur minima à donner aux plaques est $0^m,08$; l'expérience indique qu'il n'y a pas intérêt à descendre au-dessous, bien que les calculs puissent conduire souvent à une dimension moindre ; mais les sujétions de l'implantation des fers contrebalancent la légère économie sur le cube du béton. L'épaisseur maxima peut aller jusqu'à $0^m,40$ si l'on ne veut pas mettre de nervures.

C'est ainsi que les murs de l'Institut Pasteur de Nantes, qui ont $0^m,60$ d'épaisseur, reposent sur une plaque de $2^m,50$, avec un porte à faux de $0^m,95$ de chaque côté ; la pression est de 400 gr par cinq.

Pour supporter des piliers, les plaques carrées sont préférables

aux plaques rondes : avec les premières, la fouille est plus facile à exécuter et l'agencement des armatures est plus simple : Dans une plaque ronde les fers disposés selon les rayons doivent être arrêtés à quelque distance du centre, et les fers du second cours d'armature doivent être cintrés avec des courbures variables.

Quand on veut recevoir des massifs plus étendus, comme les piles d'un pont, la forme rectangulaire, avec des arrondis aux angles, est la plus convenable ; elle déborde d'une même quantité sur les quatre faces.

Pour supporter un mur, et en mieux répartir la pression, on peut le munir d'ailerons triangulaires à la base, qui n'atteignent pas les bords de la plaque en béton.

Pour fonder un bâtiment dont les murs secondaires ont peu d'importance par rapport aux quatre murs principaux, on peut choisir entre les deux procédés suivants :

Si les dimensions du bâtiment ne sont pas trop grandes, on peut faire un radier général, continu sous la construction.

Si les dimensions sont importantes et surtout si en outre une des faces est complètement ouverte, comme dans l'abri d'une gare, on fonde les murs sur des plaques épousant en plan la forme du bâtiment.

Il est facile de se rendre compte, sans entrer dans les calculs, de la disposition des armatures, en recherchant simplement le sens des déformations :

Considérons par exemple un mur reposant sur une plaque ; elle est soumise à un effort vertical de haut en bas agissant dans la largeur du mur, et à des efforts de réaction du sol, de bas en haut, répartis d'une manière continue. Les régions tendues sont évidemment à la partie inférieure, du moins au voisinage de l'aplomb du mur. On mettra donc une rangée de fers à la partie inférieure ; par dessus on placera des armatures secondaires, perpendiculaires aux premières, pour transmettre au béton la pression du sol ; il y a intérêt à mettre l'armature principale au dessous pour l'éloigner le plus possible de la fibre neutre.

Quand au lieu d'un hourdis, on emploie une plaque nervée, on nerve à partir des angles d'appui de la construction, parallèlement

aux côtés du rectangle ; on nerve les côtés du porte à faux, dans le sens des efforts, en les divisant en parties égales ; les angles ont surtout besoin d'être renforcés, car ils tendent davantage à se relever sous l'effet de la réaction du sol.

Si le porte à faux est très grand dans ces angles, ce qui peut résulter de la forme de la construction, on met un double cours de nervures, comme dans les planchers, et on les prolonge aussi parallèlement aux côtés de la plaque, pour renforcer les nervures primitives. Il faut remarquer qu'on doit recourir à la double nervure bien plus tôt dans une fondation que dans un plancher, parce qu'il y a porte-à-faux et non appui double, et que les charges supportées ne sont pas du même ordre de grandeur : Un plancher de maison d'habitation supporte 200 à 250 ^{kg} par m.q. ; un plancher de magasins est prévu pour 1000 à 2000 ^{k} ; un plancher de pont est calculé pour 400 à 600 m.q., chiffre statique qu'on doit majorer un peu pour tenir compte des charges roulantes. En regard de ces chiffres, il suffit de faire remarquer qu'une pression sur le sol de 1 ^{kg} par c.q correspond à 10.000 ^{k} par m.q ; et la charge de 1 ^{kg} par c.q. n'est qu'un minimum qui peut être quintuplé dans des cas où l'on emploie encore la plaque en béton armé ; les nervures deviennent alors de véritables poutres ; on peut les constituer par des caissons, formés de deux semelles réunies par des âmes : en augmentant la hauteur de ces âmes, on dispose pour la résistance d'une ressource en quelque sorte illimitée.

Nous avons dit que les trois systèmes de fondations annoncés au début pouvaient se combiner deux à deux. Mentionnons la possibilité de poser les plaques sur des pilotis ; ceux-ci serviront dans certains cas à durcir un sol d'alluvions par exemple, et les plaques porteront en partie sur le terrain, en partie sur les pieux ; dans d'autres cas, les pieux porteront tout et la charge ne sera transmise au sol que par leur frottement.

Ce procédé de fondation, substitué à celui de l'air comprimé pour les fondations de grands ouvrages (comme celles du viaduc d'accès à la traversée de la Seine à Quilleboeuf) peut procurer une économie de plusieurs millions ; ce viaduc, long de 2 kilomètres, reposerait sur

piles à fonder sur de la vase sableuse

b). Fondations sur pilotis.

Les pieux en bois s'altèrent au battage, non seulement à la tête, où la détérioration est visible et n'a pas beaucoup d'inconvénients en général, mais aussi à la pointe, où, malgré le sabot métallique, les fibres mal dirigées dans le sens de l'effort, ne demandent qu'à s'écarter en éventail; il n'y a là ni recours ni contrôle possible. Les pieux en bois s'altèrent aussi quand ils ne sont pas ou constamment immergés ou à l'abri de l'humidité; enfin, en mer, ils sont fréquemment rongés par les tarets.

Les pieux en béton armé ne présentent pas ces inconvénients; s'ils se détériorent à la tête par le battage, la pointe reste intacte, et pénètre facilement dans un sol même assez résistant, à cause de sa dureté; on peut toujours compter sur la résistance intégrale de tous les pieux jusqu'à la fin du battage, ce qui n'est pas possible avec les pieux en bois, dont quelques uns ont pu s'écarteler, au lieu de s'enfoncer. Le béton n'a rien à craindre des tarets, ni des variations de l'humidité du milieu où il est plongé. Tout au plus peut-on redouter pour lui l'attaque par l'eau de mer; l'expérience acquise sur ce point n'a pas une durée assez longue pour qu'on en puisse tirer une conclusion précise; il est vraisemblable, en tous cas, qu'un béton de ciment richement dosé se conserve mieux à la mer que toute espèce de maçonnerie. On a pu craindre aussi que le métal ne soit altéré par l'eau de mer à cause de la porosité relative du béton: tant que la construction n'est pas disloquée depuis quelque temps, une expérience assez longue déjà prouve que le métal ne s'altère pas; il n'y a pas de raison pour que l'attaque du fer se produise plus vite dans des massifs de béton que dans des murs de quai, où l'on constate que les fers des ancrages restent indemnes, dès qu'ils sont recouverts de 5 ou 6 cm de maçonnerie.

Quoiqu'il en soit, l'emploi des pieux en béton armé se répand beaucoup, bien qu'ils pèsent trois fois plus que des pieux en bois 2500 k au lieu de 700 à 800 k au mètre cube. Ce poids élevé entraîne l'emploi de moutons plus lourds, de 1500 ou 3000 k, là où un mouton de 500 k à 1000 k suffisait avec des pieux en bois. Si la résistance par cm.q est

sensiblement la même pour le bois et le béton armé ordinaire, elle est trois ou quatre fois plus grande avec le béton fretté; bien que le prix du béton fretté soit plus élevé, l'économie peut s'évaluer à 20% au minimum. Dans la plupart des cas, à égalité du nombre des pieux - les espacements respectifs sont sensiblement les mêmes dans les deux cas -, leur diamètre et par suite leur poids peuvent être diminués par l'emploi du béton fretté, puisque sa résistance est plus grande.

Les pieux en béton armé traversent des terrains, (graviers, marnes dures) qu'on ne pourrait percer avec des pieux en bois, même munis de sabots très résistants. On frette les têtes des pieux, et on les surmonte d'une sorte de casque en acier fondu dont M. Hennebique a perfectionné l'emploi en interposant de la sciure de bois. M. Considère limite l'écrasement en rapprochant les spires du béton armé et en diminuant le diamètre des fils à la tête; la partie supérieure du béton finit toujours par s'écraser, mais cela forme un matelas qui protège les couches sous-jacentes. La tête est d'ailleurs souvent noyée dans une dalle de béton qui relie les pieux.

Il y a deux façons de fabriquer les pieux en béton armé, soit dans des moules horizontaux, soit dans des moules verticaux. Le pilonage dans un moule vertical est plus efficace eu égard au sens des efforts, mais il est plus coûteux et moins souvent employé.

Nous devons indiquer, comme variante de la fondation sur pieux le procédé qui consiste à faire le moule dans la terre, et le béton armé au lieu-même de son emploi, de la façon suivante: On bat le sol avec un mouton d'acier, conique, dont la pointe est dirigée vers la terre et qu'on remonte à chaque fois; quand l'excavation est suffisante, on y coule du béton qu'on comprime en laissant tomber un mouton muni d'une base plane. On y fiche des armatures verticales, et on a un pieu de béton armé bien comprimé, dont le pied est en général plus large que la tête, ce qui est avantageux.

Disons pour mémoire qu'on peut se borner à remplir l'excavation de sable, pour obtenir quelques points incompressibles dans un sol mauvais. Au lieu du mouton pointu, on s'est servi quelquefois

d'un pieu en bois qu'on arrache après enfoncement ; cet arrachement exige en général une force assez considérable.

Pour fonder un bâtiment de grande surface prévu en remblai, on peut monter des supports en maçonnerie en même temps que le remblai ; on jette de l'un à l'autre des poutres en béton armé, sur lesquelles on établit les murs principaux avec ou sans un plancher général en béton armé. Sur la nouvelle ligne en construction de Charleval à Serqueux, c'est ainsi qu'on a élevé le hangar à marchandises de Charleval sur des piliers en maçonnerie de 6 à 8m de hauteur. Cette hauteur considérable et la déclivité du sol ne permettaient pas de fonder sur le remblai même.

§ 2. — Fondations sur caissons.

Ce mode de fondation se pratiquait déjà bien avant l'invention du béton armé. On employait des caissons en charpente ou en métal ; mais ces deux matériaux ne constituaient pas une partie définitive de la construction, on n'escomptait pas leur résistance dans les calculs, ils étaient destinés à disparaître ; avec le béton armé, on fait, dès le début, de la construction définitive ; c'est là un de ses grands avantages ; ce n'est pas le seul : il comporte des épaisseurs beaucoup moindres que la charpente en bois ; celle-ci, par l'embarras des étrésillons nécessaires, sujétionne la main d'œuvre et la rend plus coûteuse ; il faut en outre éloigner du centre de la fouille les engins de bardage, et leur donner une flèche plus longue ; ces divers inconvénients sont supprimés ou très réduits avec le béton armé. Par rapport au métal, il présente l'avantage d'être et de rester étanche, lorsqu'il le faut, jusqu'à la fin de la construction ; avec le métal, à moins d'employer des tôles très épaisses et très coûteuses, et de les calfater très soigneusement, la rouille fait pénétrer l'eau dans la fouille.

Les caissons servent à descendre dans l'eau ou dans les terrains mouillés, ou seulement éboulieux ; on les emploie de plusieurs façons différentes.

On peut mettre le caisson en place, et couler du béton à l'intérieur ; du béton de chaux suffit en général : sauf dans des cas exceptionnels, on

se contente de béton maigre à 200 de chaux par mètre cube ; on peut y mettre quelques armatures légères pour relier la fondation à la superstructure, la résistance principale se trouve reportée sur les bords, à moins qu'on ne veuille armer le caisson en frette.

Dans les blocs artificiels à la mer où l'on ne demande qu'un effet de masse, on pourrait remplir les caissons en béton armé avec du remblai ; l'essai n'en a cependant pas été fait.

On peut aussi procéder par épuisement en étanchant le pied du caisson.

Avec un caisson, on peut avec ou sans fouille préalable, pratiquer le havage, à l'air libre ou à l'air comprimé. Dans les deux cas, le béton armé est beaucoup plus avantageux que le métal, car il a plus de résistance contre les obstacles rencontrés pendant la descente, qui tendent à le déchirer ; il risque moins aussi de se déformer par l'effet de réactions dissymétriques. On a été conduit depuis longtemps, pour diminuer les chances d'accidents de ce genre à remplacer le métal par de la maçonnerie, d'abord dans la chambre de travail, puis dans la constitution des hausses. Mais la maçonnerie résiste mal à la tension, et il s'y produit des arrachements. Cet inconvénient n'est pas à craindre avec le béton armé puisqu'on peut mettre des fers verticaux ; en outre les cheminées sont plus résistantes ; enfin elles constituent un élément définitif de la construction, sans qu'il y ait à abandonner à l'intérieur du métal, qui serait perdu plus tard.

On peut être conduit à donner un fond aux caissons en béton armé pour les faire flotter. Leur poids est gênant, en effet, si la distance de transport du lieu de confection au lieu d'emploi est grande. Au lieu de les faire flotter et de les remorquer, on peut les supporter avec des pontons remorqués ou automoteurs. On peut aussi les construire sur une estacade au dessus de leur emplacement définitif. Dans les travaux à la mer, on a plus souvent recours au flottage, avec traction par remorqueurs ; l'emploi du béton armé dans la construction de ces caissons flottants constitue un des plus grands progrès qu'on ait réalisés récemment dans l'art de l'ingénieur ; alors que les plus

gros blocs, construits jusqu'alors ne dépassaient pas le poids de 100 T une fois en place, M. Coiseau a pu couler dans la jetée de Zeebrugge des caissons, remplis de béton sur place et pesant 4000 T chacun.

Ces caissons flottants peuvent être considérés comme une combinaison de la fondation sur caisson avec la fondation sur plaque. On peut les munir d'une chambre de travail à l'air comprimé quand il est nécessaire de préparer plus complétement leur surface d'appui.

On peut leur donner un fond mobile qui leur permet seulement de flotter et s'enlève une fois en place.

On peut combiner la fondation sur caisson avec la fondation sur pilotis, en immergeant un caisson avec ou sans fond sur les têtes des pieux; on préférera en général un caisson sans fond, car le remplissage en béton assure une meilleure liaison avec le pilotis.

Dans le projet du nouveau pont de la Compagnie de l'Ouest à Asnières sur la Seine, on prévoit que chaque pile sera fondée sur un pilotage en béton fretté coiffé d'un caisson sans fond. Les caissons seront construits sur une estacade voisine de la berge et amenés en place par deux chalands latéraux. On les remplira de béton maigre.

2e. — Bâtiments.

Je rappelle tout d'abord que pour tous les murs (intérieurs ou extérieurs) on n'utilise pas la résistance totale du béton armé. Dans les bâtiments, même dans ceux où on ne séjourne pas, on donne des épaisseurs plus grandes que celles qui seraient strictement nécessaires pour résister aux charges, et ce en vue d'atténuer l'effet des intempéries. L'économie du béton armé dans le bâtiment n'existe donc pas pour les murs, considérés isolément. Elle vient de la liberté de formes données à l'architecte par la souplesse de la matière.

L'application du béton armé aux bâtiments s'est faite surtout aux bâtiments industriels. Pourtant à Paris et dans d'autres villes il y a déjà un assez grand nombre de maisons d'habitation construites dans ce système.

Il convient de traiter successivement les diverses parties d'un bâtiment à partir de la base.

Caves. — Dans les caves, les murs en contrebas du sol sont de véritables murs de soutènement car les murs en béton armé, étant plus minces que les murs en maçonnerie, sont plus exposés à souffrir de la poussée des terres qui est ici l'élément principal à considérer dans les calculs.

Ce sont des murs de soutènement plus facile à construire que d'autres à cause de la possibilité de les contrebuter entre eux par les cloisons ou les murs perpendiculaires. C'est pourquoi on leur donne des formes plus simples qu'aux murs de soutènement proprement dit en béton armé.

Le cas le plus fréquent à considérer est celui d'un panneau vertical soumis à une poussée et contrebuté par un ou deux panneaux horizontaux et deux panneaux verticaux.

On peut d'ailleurs, au besoin renforcer les nervures des planchers pour qu'elles forment étrésillons entre les murs opposés.

Ces murs de cave sont donc des hourdis verticaux calculés pour des charges verticales et surtout horizontales. On les traite de la même façon que les hourdis horizontaux supportant des charges verticales.

Pour armer un hourdis contre une charge perpendiculaire il y a 2 cas à distinguer:

1° Hourdis carré ou presque carré.

Il est utile d'avoir des armatures dans deux directions rectangulaires. L'importance de ces deux cours d'armature est la même.

2° Hourdis rectangulaire.

On mettra des armatures principales dans le sens de la plus petite portée. Les autres sont prises plus faibles et placées du côté de la fibre neutre par rapport aux premières. Ce sont surtout des armatures de répartition qui reportent la charge sur les armatures principales.

Des fers dans le genre des étriers employés par M. Hennebique peuvent être placés perpendiculairement aux faces, mais seulement quand les épaisseurs sont très grandes. Si l'épaisseur du hourdis est inférieure à 15 ou 20 centimètres ces fers sont inutiles car ils rendent le pilonage plus difficile et la qualité du béton en souffre.

Si la cave est très haute ou les panneaux très larges il peut être préférable de nerver le hourdis. On dispose des nervures dans les 2 sens si le hourdis est carré, dans un seul s'il est rectangulaire.

Enfin il faut remarquer que les poussées sont inégalement réparties, elles croissent de haut en bas et il faut en tenir compte dans les calculs.

Murs en élévation. — Les murs en élévation n'ont à subir que des charges verticales. Leur armature est surtout utile pour éviter le flambage. En fait ces murs sont toujours nervés et les murs de refend qui s'appuient sur eux constituent aussi des contreventements.

Dans les murs essentiels d'un bâtiment il est du plus haut intérêt d'établir la solidarité des pièces entre les murs verticaux et les planchers. On ne peut pas obtenir un encastrement complet à cause de la médiocre résistance du béton à l'extension, mais la solidarité obtenue est pourtant très efficace.

Baies. — Les baies à ouvrir dans les murs sont généralement bordées par deux nervures verticales.

Ces nervures sont destinées à supporter les chocs et à faciliter la suspension des portes et fenêtres. Les nervures horizontales des portes jouent le rôle de seuils. Il y a lieu de les calculer pour réduire leurs dimensions au strict nécessaire.

A plus forte raison doit on calculer avec soin les linteaux supérieurs car leur portée est souvent grande, surtout dans les bâtiments industriels.

On n'est pas astreint à la forme rectangulaire pour ces nervures et linteaux; mais c'est la forme la plus économique. Les autres formes sont plus chères à cause de la complication des coffrages, du gâchage des boisages, de l'augmentation de main d'œuvre, des sujétions de mise en place et du prix de location des bois.

Poteaux. — Dans les constructions en béton armé et surtout dans les sous-sols et rez-de-chaussée on fait grand usage de poteaux. Le poteau en béton armé a sur le poteau métallique l'avantage de coûter moins cher,

d'avoir une plus grande solidarité avec les planchers inférieur et supérieur, et à certains points de vue architecturaux de ne pas détruire l'unité dans le mode de construction. On a indiqué précédemment, comment il convient de disposer les armatures dans les poteaux.

Planchers. — Ce sont des hourdis horizontaux chargés verticalement. On admet qu'ils doivent supporter une charge d'au moins 200 kgr. par m.q. Dans les casernes, les officiers du génie supposent une surcharge de 350 kgr. par m.q. Mais dans des bâtiments industriels spéciaux on arrive fréquemment à 1000, par m.q. Parfois même on dépasse cette limite.

Les planchers en béton armé s'emploient couramment dans toutes sortes de constructions.

En dehors de l'incombustibilité et de la résistance à la déformation en cas d'incendie, ils ont l'avantage de l'insonorité. Dans les planchers en bois il est d'usage d'établir à la partie inférieure un plafond séparé du plancher; ce n'est pas indispensable avec le béton armé. Il suffit de calculer les planchers armés pour la résistance et ils sont par le fait insonores.

Dans les maisons d'habitation on peut placer un plancher ordinaire en le séparant du béton par un grillage en petits bois pour constituer un matelas d'air contre l'humidité. Si la surface du béton armé est bien lissée on peut poser directement du carrelage ou simplement du linoléum quand la destination des pièces le comporte.

D'une façon générale, le plancher en béton armé offre plus de commodités et coûte moins cher que le plancher en bois.

Balcons et Saillies. — C'est là que se manifeste la grande supériorité du béton armé d'après sa nature même. Les balcons sont bien plus économiques et susceptibles d'un bien plus grand porte-à-faux. Souvent même, on construit des étages en porte à faux sur les étages inférieurs. On trouve ainsi une bien meilleure utilisation de l'espace dans beaucoup de cas déterminés et ce système, dont l'emploi est actuellement exceptionnel, pourrait bien devenir la règle dans l'avenir, comme il l'a été à l'époque des constructions en bois, mais avec des saillies qui seraient beaucoup plus fortes.

Escaliers. — Le béton armé donne les plus grandes facilités à cause de sa souplesse de formes. Les escaliers ont souvent une forme compliquée ; ni la pierre ni le métal ne se prêtent à ces sujétions sans une augmentation notable des dépenses.

Dans les escaliers de pierre ou de métal les contremarches ne concourent pas à la résistance. Ce sont les marches et les limons qui supportent les charges. Dans les escaliers en béton armé toutes les pièces concourent à la résistance. De là une économie, et la raison de leur emploi croissant.

Structure des escaliers. — On peut les constituer de différentes manières. Le cas le plus simple (escaliers de cave, de service) consiste à ne pas mettre de contremarches. Tandis qu'avec le bois, ce système aurait l'aspect d'une construction provisoire, presque d'une échelle, avec le béton armé il a un bien meilleur aspect. On a des hourdis horizontaux encastrés aux deux bouts et armés ; on donne généralement aux marches $0^m,08$ à $0^m,10$ d'épaisseur.

Si l'escalier a des contremarches on peut le constituer uniquement par la marche et la contremarche.

Dès lors, les contremarches ayant de la hauteur dans le sens vertical (celui des charges) sont appelées à jouer comme poutres. On les calculera comme des poutres encastrées dans les limons, les armatures seront placées à la partie inférieure.

Les marches seront considérées comme des poutres de petite portée (0,30 à 0,35). Les armatures seront placées transversalement.

On peut désirer que les dentures des marches et des contremarches ne soient pas apparentes en dessous. On pourrait mettre un hourdis inférieur mais le coffrage serait difficile. Il est préférable de faire de chaque marche et contremarche un bloc. On a un type plus lourd se rapprochant de la maçonnerie ; il faut moins de métal.

On fait aussi quelquefois des escaliers en béton armé avec des marches en bois ou même en pierre. C'est une solution peu économique car le revêtement est un pur ornement, le béton armé donnant toute la résistance ; mais les conditions d'aspect en architecture jouant un

très grand rôle il est justifié parfois de recourir à ce système. Exemple : plusieurs gares de voyageurs aux environs de Paris.

Combles et couvertures. — au point de vue de la résistance, le béton armé est d'un très bon emploi dans les combles et couvertures. Au point de vue de l'étanchéité, il faut faire quelques réserves, car les systèmes employés n'ont pas assez fait leurs preuves. Une plus longue expérience conduira à une solution parfaite.

Les formes qu'on peut donner aux toitures avec le béton armé sont plus variées qu'avec le bois et le métal ; mais les combles en béton armé ont l'inconvénient d'être plus lourds. Souvent on imite les formes des fermes en bois, cependant il y a avantage à les modifier ; Les pièces travaillent seulement à l'extension entraits et poinçons sont faites plus économiquement en métal simple. - Le béton qui enrobe le métal est un poids mort en général à peu près inutile. Pourtant il protège contre la rouille et quelquefois c'est là une raison suffisante pour garder la robe de béton (remises de machines).

Une autre variante que l'on peut apporter réside dans la forme des toitures. Si l'on veut avoir des formes courbes le béton armé s'y prête mieux que le métal et surtout que le bois (par exemple pour donner plus de cube d'air à un local).

Autre avantage : à cause de la grande résistance du béton armé à la flexion on peut faire des fermes en arc sans entraits, ne donnant pas lieu à de grandes poussées.

Indépendamment des couvertures sur plan droit, il est très facile d'exécuter en béton armé des coupoles de toutes formes.

Etanchéité des toitures. — J'ai déjà dit un mot de l'étanchéité. On peut l'obtenir comme dans les constructions ordinaires en employant les mêmes moyens de revêtement, en zinc, ardoises, tuiles, etc). Mais on a ainsi un poids total exagéré et on hésite toujours à augmenter le prix de la couverture quand on a déjà la résistance.

Le fer et le bois nécessitent l'emploi d'organes spéciaux pour réaliser l'étanchéité. On a essayé avec le béton de l'obtenir par lui-même

en augmentant son dosage en ciment, mais les quelques infiltrations que laisse passer un hourdis de 8cm en béton riche, incliné à 3/4, ne sont pas tolérables en général.

On a employé des enduits en ciment. L'inconvénient est qu'ils jouent avec la température. Il se produit des fissures aux environs des nervures qui sont plus résistantes, et on a encore des suintements à l'intérieur. On a été conduit à employer des enduits plus plastiques que le ciment (enduits goudronneux, bitumeux, résineux, etc).

Le goudron résiste bien si on peut le conserver à une température suffisamment basse et à l'abri des chocs. Dès que la température atteint 35° le goudron et le bitume se ramollissent trop.

Par tatonnement, on a été conduit à des mélanges de goudron et de résine : ils donnent de bons résultats dans un grand nombre de cas. M. Kennebique emploie de ces mélanges à dosages divers sous le nom de pixoline. Mais il est toujours bon de se reporter à des cas déjà expérimentés. Le résultat est plus facile à atteindre si on a des terrasses horizontales. On peut alors entourer la terrasse d'un rebord et y mettre une couche d'eau ou de sable mouillé. On se sert aussi de l'eau pour garantir l'étanchéité. Cette forme du toit horizontal est courante en Italie et aux Etats Unis. L'étanchéité est parfaite. Les Américains emploient des enduits résineux bitumeux ou feutrés. En France on emploie beaucoup un mélange breveté en Allemagne sous le nom de ciment volcanique (matière bitumeuse feutrée). On répand par dessus une petite couche de gravier.

Enfin pour étancher les toitures en béton armé on peut employer des ardoises en fibro ciment. L'invention de ce produit remonte à 4 ou 5 ans. Il est formé par un mortier de ciment et d'amiante ; c'est donc du ciment armé.

On les fabrique en plaques rectangulaires de 3 à 5m/m d'épaisseur. Les ardoises ont l'aspect du carton, la sonorité du verre, la résistance du métal. On les a employé comme couvertures provisoires : on commence à les expérimenter comme couvertures définitives dans les ouvrages secondaires par dessus un hourdis

en béton armé. On ne peut encore rien dire sur la durée de ce produit. Il n'est pas absolument insensible aux variations de température. S'il n'a pas été comprimé il ne résiste que quelques mois à l'humidité ; s'il l'a été, il résiste plusieurs années.

On peut disposer ces ardoises à bain de mortier ou si on opère sur du béton frais on les assujetti avec des clous.

Poursuivant les applications du béton armé j'ai à parler des murs de soutènement, de quai et de réservoirs, en général des constructions qui ont pour but de résister à une poussée horizontale.

La construction des murs de soutènement s'est faite jusqu'à ces derniers temps exclusivement en maçonnerie, le métal n'étant guère employé. La maçonnerie résiste presque exclusivement par son poids. On est ainsi conduit à donner à ces murs des épaisseurs considérables, soit 30 à 40 % de la hauteur comme épaisseur à la base. Le cube augmente en conséquence très rapidement avec la hauteur, par mesure d'économie on est alors conduit à incliner les murs en se rapprochant de la forme d'un perré ; on atteindrait ainsi le voisinage de la limite théorique qui donnerait pour épaisseur zéro correspondant à la pente naturelle des terres. On peut aussi évider le mur par des voûtes de décharge placées du côté du massif ou du côté opposé.

Les murs de la ligne d'Auteuil, exécutés au moment de la création de cette ligne, présentent des voûtes de décharge en arrière, avec fruit du côté de la tranchée ; ce fruit est faible parce que le terrain est cher ; sous les voûtes de décharge, le remblai prend sa pente naturelle. Ce n'est pas la solution la plus avantageuse ; il est facile de reconnaître qu'il est préférable de placer les voûtes vers l'aval car elles supportent les poussées transmises par le massif qui sont dirigées de façon à les comprimer elles mêmes. La voûte en arrière a tendance à se séparer à la jonction de la voûte et du mur ; au contraire, avec la voûte en avant il n'y a rien à craindre. Dans ce dernier cas, le talus est retenu par un simple massif en matériaux de qualité secondaire et de faible épaisseur ; les poussées produisent une compression générale dans la maçonnerie. C'est avec ce profil qu'a exécuté l'élargissement de la ligne d'Auteuil dans les stations, en des points où on ne pouvait

retrancher un pouce de terrain aux voies publiques.

Ce préambule montre les dispositions que l'on est conduit à adopter en faisant travailler les matériaux dans le sens qui leur convient. Le béton armé, pouvant résister à des efforts de tension, conduit à des formes nouvelles. Pour exercer des efforts de retenue il suffit de mettre en arrière une risberme reliée au masque par des diaphragmes transversaux dont le profil normal suivant.

Il se compose d'un masque courant tout le long du mur; ce masque peut être vertical ou présenter un faible fruit, son épaisseur est de $0^m,08$ à $0^m,15$. Cette partie ayant un grand développement, il y a intérêt à lui donner une épaisseur assez réduite; on détermine en conséquence l'espacement des diaphragmes qui varie de 2 à 3 mètres, rarement davantage.

Ce profil est comme on le voit très simple; il conduit à une économie considérable; mais ce n'est pas lui qui a été appliqué le premier, on a commencé par copier la maçonnerie. C'est à M. Hennebique que revient le mérite de sa création, il en a fait des applications nombreuses et intéressantes.

Dans différentes circonstances il y a intérêt à le compliquer un peu.

Si le mur doit supporter un remblai, il n'y a pas d'inconvénients à donner un grand développement à la risberme et à la placer le plus bas possible. Si au contraire on est en déblai, il sera préférable de la mettre plus haut et de diminuer sa largeur, le cube à remuer sera ainsi plus faible et par conséquent la dépense moindre. Dans ce dernier cas, pour racheter l'insuffisance d'étendue de la risberme, on peut en faire plusieurs, on arrive ainsi à des types de formes variées dont les dispositions sont inspirées par les circonstances locales en faisant entrer en ligne de compte les frais de déblai.

Ce dernier système a été appliqué par M. Hennebique au mur du quai Debilly (Exposition de 1900). Ce constructeur a quelque fois placé un patin à l'aval; il est en effet très intéressant de gagner quelques décimètres sur la surface de base de ce côté afin de reculer la résultante des poussées le plus loin possible de l'arête de renversement.

Je n'insisterai pas sur les dispositions des armatures. Les masques sont des plaques soumises à des efforts horizontaux, leur portée est l'espacement d'axe en axe des diaphragmes. On les armera à l'aide de fers horizontaux placés le plus près possible de la paroi aval qui supporte les efforts d'extension et de flexion. Les armatures placées dans l'autre sens n'ont pas besoin d'être aussi près de la paroi, il n'y aura donc pas d'inconvénients à les placer derrière les premières.

La solidarité de l'ensemble du masque, de la risberme et des diaphragmes diminue les effets de la flexion dans des plans verticaux ; on vérifiera par exemple que le masque est capable de supporter dans ce sens des efforts qui seront la moitié ou le tiers de ce qu'ils seraient s'il n'y avait pas solidarité.

Les diaphragmes transversaux sont tendus, ils seront en conséquence muni d'armatures placées dans le sens de ces efforts.

Le poids supporté par le patin intérieur est intermédiaire entre celui de la colonne de remblai à génératrices verticales qui aurait pour base ce patin et le prisme de poussée limité à la surface de glissement des terres. On évalue grossièrement la moyenne que l'on doit admettre, il est inutile de chercher une plus grande approximation dans le cours des calculs puisqu'on sera parti d'une hypothèse dans laquelle entre beaucoup d'arbitraire

Murs de quai. — Je passe rapidement sur les murs de quai qui sont des murs de soutènement un peu plus compliqués comme exécution car ils doivent s'exécuter dans l'eau ou à l'abri de l'eau. Leurs dispositions s'obtiennent en combinant les types de murs de soutènement avec les différents procédés de fondation. Un grand nombre de combinaisons sont possibles.

Murs de réservoirs. — Les murs de réservoirs ne doivent pas avoir la même forme que les murs de soutènement. Lorsqu'on utilise la charge verticale des terres pour faire équilibre à la poussée, on suppose que le poids n'agit qu'à la surface supérieure de la risberme,

ce qui exact. Avec des liquides il n'en est plus de même, la pression agirait des deux côtés et le résultat serait nul. Dans ce cas c'est donc sur le patin aval seul que l'on doit compter et c'est lui qui devient la partie essentielle.

Pour ne pas augmenter la surface du patin d'une façon excessive, il ne faut pas obtenir la résistance par le seul frottement sur le sol de fondation, ce qui devrait se produire avec un masque vertical. Il est préférable de lui donner une inclinaison vers l'aval ; la résultante des pressions est alors oblique et on peut la faire passer à l'intérieur de la surface d'appui du patin, le plus loin possible de l'arête aval. Le masque et le patin seront réunis par des diaphragmes qui ici seront comprimés.

Etanchéité. — Avec une faible charge d'eau, l'étanchéité s'obtient au moyen d'un enduit en mortier de ciment riche. Cet enduit doit être très mince, sans quoi il subirait un retrait considérable n'en n'étant plus empêché par l'adhérence avec le massif intérieur qui, lui, a déjà fait prise.

Lorsque la charge d'eau augmente, le béton n'est pas étanche, mais il tend à le devenir avec le temps. On ne peut cependant pas compter sur cette circonstance pour les grands réservoirs. Il ne faut pas avoir de fuites importantes pouvant compromettre la solidité de l'ouvrage ; la soudure autogène avec le chalumeau à acétylène permet de revêtir la face amont d'une série de tôles d'acier soudées bord à bord. Pour se protéger de la rouille, après avoir placé ce revêtement étanche, on vient le recouvrir d'une certaine épaisseur de béton.

L'économie est ici de même ordre que celle que procure l'emploi du béton armé dans les murs de soutènement. Au point de vue des avantages réalisés, il faut signaler l'immense sécurité que l'on obtient du chef que le béton est susceptible de résister à tous les genres d'efforts. Cette considération a d'autant plus de poids que si l'on examine les murs de réservoirs en maçonnerie, il n'y a pas un seul pays où ils n'aient donné lieu à des catastrophes. Aujourd'hui que l'on a l'avantage de connaître le béton armé, c'est lui qu'il faut employer ; continuer à se servir de la maçonnerie dans ce

genre d'ouvrages où elle est nécessairement tendue par la flexion en plein serait une imprudence sans excuse.

Malgré ce grand avantage, le béton armé n'a pas été jusqu'à aujourd'hui employé à la retenue des grandes charges d'eau. On en a simplement fait des revêtements sur des murs en maçonnerie.

Encorbellements. — Les encorbellements sont des accessoires qu'il est en général très intéressant de traiter en béton armé. Celui-ci possédant à un haut degré la résistance à la flexion, il n'y a pour ainsi dire pas de constructions effectuées avec lui dans lesquelles on ne soit conduit à pratiquer des encorbellements.

Les encorbellements extérieurs des bâtiments se sont faits en maçonnerie dans des conditions peu satisfaisantes ; les balcons avec grande saillie donnent lieu à des accidents fréquents. Avec le métal il faut prendre des précautions spéciales relativement à la conservation, ce qui entraîne des frais importants pour des pièces nombreuses et de petites dimensions. Avec le béton armé ces inconvénients disparaissent.

Dès son apparition, un grand nombre d'applications d'encorbellements ont été faites. Pour de petits porte-à-faux de 1m à 1m,50 on emploie un simple hourdis ; il faut qu'il soit encastré dans le mur sur lequel on veut s'établir. A cet effet on utilise de simples fers que l'on descend plus ou moins loin en les recourbant. Les armatures principales sont à la partie supérieure du hourdis.

Pour des porte-à-faux plus considérables, on doit employer des consoles, et sur celles-ci on fait reposer un hourdis. La forme des consoles est plus ou moins compliquée, on la modifie suivant les circonstances locales. Comme retenue, on emploie en général des fers horizontaux dans la console et que l'on recourbe dans la partie du mur la supportant. Ces armatures sont descendues assez bas dans le mur pour intéresser un poids suffisant de maçonnerie ; pour éviter de leur donner une trop grande longueur, on donne souvent au mur un supplément d'épaisseur au droit de l'encastrement. Au besoin on dispose de tout le poids du mur pour la résistance (culée du pont sous la rue Legendre à Paris), mais il est rare que l'on ait besoin de recourir à cette extrémité.

Le hourdis posé sur les consoles est calculé comme une plaque posée sur une série d'appuis, les armatures principales sont posées ici dans le bas de l'épaisseur.

Pour l'ancrage on peut encore faire usage d'une poutre de retenue qui peut se composer d'un grand nombre d'armatures. L'ancrage change brusquement de direction en passant sur cette poutre, la partie des fers comprise dans le mur peut n'être ajoutée qu'au moment du besoin ce qui évite une saillie gênante pendant la construction.

J'ai parlé tout à l'heure des murs de réservoirs: on construit beaucoup de réservoirs en béton armé. La cuve se calcule en tenant compte de la poussée de l'eau sur les parois, les organes qui supportent la tour sont des pièces chargées verticalement.

Le volume d'eau contenu peut varier de quelques m.c. à plusieurs milliers de mètres cubes. En général la hauteur de la retenue ne dépasse pas 3 à 4 mètres; les hauteurs moyennes sont comprises entre 1m,50 et 2m,50, par conséquent un enduit mince en ciment suffira pour l'étanchéité; cet enduit devra être effectué sur du béton n'ayant pas encore fait complétement prise.

On fait en béton armé des constructions pour contenir d'autres liquides que l'eau ou d'autres matières entassées (farines, grains). Les silos font une application très intéressante à traiter en béton armé; le métal ne donne pas de résultats satisfaisants, il se rouille, altère les grains et leur donne mauvais goût; la maçonnerie est trop chère, la charpente ne dure pas assez. Les silos ne se construisent donc plus qu'en béton armé qui possède la souplesse nécessaire et qui est chimiquement neutre au contact du blé.

Phares. — Il n'existe qu'un seul phare en béton armé; il est en Russie à Nicolaïew; il a une cinquantaine de mètres de hauteur. Le béton armé a encore donné là de bons résultats; il faut espérer que de ce côté la France ne restera pas en arrière. Il est évident que l'application du béton armé est très motivée dans les phares: l'action du vent atteint 300k celle des lames 3000k par mètre carré dans les grandes tempêtes; la résistance à la flexion du béton

armé sera donc bien utilisée. La maçonnerie ordinaire ne pouvant travailler à la tension, il faut donner aux murs une épaisseur considérable car c'est seul le poids des matériaux qui agit.

Les phares se calculent comme une pièce devant résister à la flexion ayant une extrémité encastrée et l'autre libre.

Autres catégories d'ouvrages. - On fait encore en béton armé des estacades; le passage se fait sans transition brusque des murs de quai aux estacades et des estacades aux ponts. On fait aussi des canaux, aqueducs, galeries et tunnels et tous les ouvrages de grande longueur où l'on doit faire passer de l'eau.

Les aqueducs se construisent de la manière la plus simple. Ce sont des ouvrages à section rectangulaire ouverts par le haut; ils sont formés de trois hourdis longitudinaux faciles à calculer. Ils sont soumis sur leurs faces intérieures à la pression de l'eau. Les aqueducs peuvent reposer sur le sol ou y être enterrés plus ou moins profondément, les faces verticales faisant ou non saillie, enfin on a des aqueducs entièrement au-dessus du sol. Le béton armé justifie l'emploi d'appuis sur supports isolés plutôt que sur remblai, on est ainsi conduit au type d'aqueduc répandu en pays de montagnes; c'est un rectangle évidé par le haut supporté par des poteaux espacés plus ou moins suivant le profil en long et la section du canal.

Les aqueducs fermés ont une section rectangulaire; on fait quelquefois des buses à section circulaire, mais dès qu'on emploie le béton armé la forme rectangulaire est préférable, en général, à cause des coffrages, et sa solidité est parfaite.

Pour les charges d'eau qui ne doivent pas remplir la conduite, le profil rectangulaire donne une revanche constante au dessus de l'eau, la forme cintrée au contraire ne présente pas cet avantage. On emploie cette dernière forme dans les ouvrages en maçonnerie parce que pour les aqueducs sous charge de remblai on dispose rarement de grandes dalles présentant une résistance suffisante; avec le béton armé, au contraire, c'est la dalle qui se construit le plus facilement

J'ai rencontré au début quelques difficultés à faire admettre la forme dallée pour les aqueducs sous remblais mais aujourd'hui la question ne se pose plus.

. Indications sur les positions des armatures. — On donne en général aux aqueducs sous remblai une épaisseur constante ; il n'y a pas de raisons à priori qui nous y oblige, sinon la simplicité de construction, même si la pression est sensiblement plus forte en bas qu'en haut des piédroits il sera en général inutile d'en faire varier l'épaisseur.

L'aqueduc tend à se déformer comme il est indiqué en pointillé ci-contre ; il y a, en outre de la flexion des parois, une rotation des angles. On devrait placer les armatures suivants les traits pleins, il y a intérêt à le faire pour les aqueducs de grande ouverture ; mais pour ceux qui ne dépassent pas 2 à 4^{m} et l'épaisseur 0^{m},20 il n'est pas avantageux de compliquer les armatures et on les met partout doubles, on peut ainsi résister à tous les efforts de flexion quelqu'en soit le sens. On ajoute des armatures en pan coupé aux angles et quelques autres s'il y a lieu pour tenir compte de divers besoins particuliers ; par exemple pour les ouvrages construits par tronçons portatifs il faut ménager des armatures qui dépassent le béton pour venir se raccorder sur les parties voisines.

On construit des galeries de plus grande section pour circulation d'eau ; ce sont des tuyaux de conduite, il n'y a rien de particulier à en dire sinon que les galeries se pratiquent dans le cas où elles peuvent s'exécuter à ciel ouvert.

De même pour les tunnels ; ce genre de construction n'a pas pris une grande extension dans le cas d'exécution obligée en souterrain, pour une raison facile à saisir. Une des particularités principales dans ce cas est l'obligation de décintrer les voûtes très rapidement ; un tunnel est une succession d'anneaux circulaires qui exigent chacun son cintre ; pour ne pas avoir des chantiers de longueur excessive, ni de dépenses énormes de location de bois, il faut que peu de ces cintres soient simultanément montés, et en fait on décintre beaucoup plus rapidement les tunnels que les ponts. Il en résulte des tassements quelquefois considérables ayant des

conséquences fâcheuses, mais c'est une sujétion que l'on accepte ; avec la maçonnerie les inconvénients ne sont pas excessifs parce que la proportion de mortier est faible, avec le béton armé (du moins fait sur place) ce serait impraticable.

Il faut donc que les tunnels en béton restent plus longtemps sur cintres, c'est pourquoi on n'a pas fait beaucoup d'applications du béton armé aux tunnels construits par progression souterraine. Il n'en sera pas de même si on applique à la construction des tunnels des combinaisons de pièces moulées d'avance qui ont toute leur résistance au moment de la mise en place.

Le tunnel de Meudon a été exécuté dans des conditions spéciales ; il rencontrait une nappe d'eau dans les sables de Fontainebleau ou sables bouillants, ce qui formait un liquide ayant une densité double de celle de l'eau. Un grand éboulement s'était produit sur une quarantaine de mètres et on a eu beaucoup de peine à achever le travail dans cette partie. Il était assez indiqué de chercher à donner à la voûte une étanchéité parfaite à cause de la charge énorme et de la qualité des eaux qui étaient légèrement séléniteuses. Ne pouvant faire une chape à l'extérieur du tunnel, on en a fait une à l'intérieur ; l'emploi du béton armé a permis de lui donner une résistance propre et l'ensemble a été considérablement consolidé par l'emploi de crampons réunissant le béton armé au reste de la maçonnerie. On a ainsi réellement armé la totalité des massifs. L'étanchéité a été obtenue par des plaques de tôles soudées entre elles, placées entre la voûte en maçonnerie et le blindage intérieur en béton armé.

Ponts en béton armé. — Les ponts n'ont pas été la première application du béton armé, mais bien une des dernières. Elle est aujourd'hui une des plus importantes et se développe si rapidement que dans deux ou trois ans on construira sans doute plus de ponts en béton armé que de ponts en maçonnerie ou en métal.

Nous considérerons successivement les divers éléments des ponts en béton armé.

Les piles. — La plupart du temps, les piles sont formées d'un groupe de poteaux : cette forme légère est due à la résistance

© École nationale des ponts et chaussées

de la matière employée et à la suffisance des sections qui écarte la crainte de flambage, sauf dans le cas du béton fretté. Dans ce cas on aura à contreventer ces ensembles de poteaux, en commençant à une hauteur supérieure à celle qui exige le contreventement des supports de métal.

Le poteau unique peut s'employer par économie si la hauteur ne dépasse pas 8 à 10^m, la largeur du pont 4 à 5^m et si les charges ne sont pas trop dissymétriques : par exemple pour les passerelles à piétons larges de 2 à 3^m, pour les chaussées, larges de $2^m,50$ à 3^m avec trottoirs en dehors, pour une voie ferrée unique où les charges sont toujours symétriques. Dans les trottoirs en encorbellement, il faut envisager l'hypothèse d'un seul trottoir chargé d'une foule à 300 ou 400 ^{k} par mètre carré, et calculer les poteaux à la flexion.

Pour les ponts plus larges, ayant 5 à 10^m et au moins 2 voies de voitures, il faut 2 ou 3 poteaux, selon la charge : en général 2 poteaux pour les largeurs de 5 à 8^m et 3 poteaux au plus de 8 à 10^m.

Ces poteaux portent la superstructure par des entretoises spéciales ou chevêtres. Dans les ponts ou des nervures entretoises ne sont pas nécessaires sous le tablier, vu son peu de largeur, on placera un chevêtre au droit de la pile.

Pour le contreventement quand il est nécessaire, l'emploi de pièces obliques ne paraît pas indiqué, lorsqu'on analyse leur rôle et leur déformation : il vaut mieux utiliser la résistance à la flexion de pièces horizontales, ces pièces ne se placent pas au ras du sol où l'emploi d'un patin est meilleur, elles se placent horizontalement entre les poteaux atteignant 8 ou 10^m. On peut les remplacer par des éléments de hourdis verticaux qui sont quelquefois plus économiques et sont très puissants. Les armatures des contreventements pénètrent dans les poteaux.

Lorsque la hauteur est faible chaque appui est constitué par une simple palée de poteaux ; si elle est grande, il faut se préoccuper de la flexion des palées dans le sens de la longueur du pont. On devra donner à chaque poteau une section allongée et même employer 2 palées capables de résister à la flexion dans les deux sens, par exemple sous la charge d'une travée isolée.

L'emploi du béton fretté est souvent indiqué, mais avec les

sections réduites on doit se préoccuper du flambage. Il serait très avantageux pour les grandes hauteurs et il en existe, à défaut d'ouvrages réalisés, de très grands projets. Il est alors essentiel de contreventer les supports sur toute leur hauteur ou du moins à des distances rapprochées.

Toutes les piles ne peuvent pas être traitées comme des poteaux. Dans les ponts en arc la poussée sous la charge d'une seule travée exige une résistance qu'on obtient souvent (Pont de M. Chennebique à Chatellerault et à Soissons) par un coffrage en béton armé qu'on peut remplir de béton maigre par raison d'économie.

Au sujet de l'emploi du béton armé dans les piles en rivière, on s'est demandé si les érosions par les galets étaient à craindre. Il y a aujourd'hui de nombreux exemples de piles fondées dans les torrents de Suisse et exposées au choc de matériaux granitiques: on constate que l'usure n'est pas plus rapide que celle d'une pierre de taille assez dure, si le béton n'y est exposé qu'après durcissement complet. Toutefois l'expérience ne sera bien décisive que lorsqu'elle aura duré quelques années encore.

<u>Piles extrêmes et culées.</u> — On peut supprimer la culée ou la mettre en encorbellement de 3 à 6 m. du dernier appui, en constituant une travée en console. Le viaduc en maçonnerie d'Issy se termine ainsi avec des porte à faux de 3 à 4 m en béton armé; des constructeurs américains pratiquent également cette disposition. (M. Hiltredge, ligne de Cincinnati à St Louis).

Il n'y a pas d'espace vide entre la culée et le remblai; celui-ci arrive jusqu'à la console, qui porte des maçques pour le retenir.

Lorsqu'on ne supprime pas la culée on lui donne des dispositions analogues à une culée en maçonnerie, avec des épaisseurs moindres et plus de liberté dans le choix des formes. Les matériaux étant plus souples et plus résistants, la culée est moins massive et son poids propre joue un rôle beaucoup moindre.

Souvent on pose la culée sur le sol avec un simple palin-

horizontal. On peut aussi incliner la plaque et la calculer comme une fondation oblique.

Si la hauteur au-dessus du sol est considérable, on donne à la culée une forme de cage avec des murs en aile, ou plutôt des murs en retour pour la fermer, et avec des cloisons intermédiaires si la largeur est grande.

La cage peut être fermée par derrière, ou au contraire ouverte en laissant le remblai y entrer et y prendre son talus.

Les poutres. — Les poutres sont toujours des poutres droites ou des arcs comprimés jamais des arcs tendus comme les câbles des ponts suspendus où les efforts sont réduits à ceux d'extension. Au contraire la forme d'arc est très avantageuse dans le cas des organes comprimés que l'on constitue avec le matériau le moins coûteux, le béton.

1° Poutres droites. — Pour les petites portées allant jusqu'à 2 ou 3^{m} une simple plaque suffit, si les charges ne sont pas trop fortes.

Pour les charges plus fortes ou des portées plus grandes, il faut nerver la plaque ; on peut ne nerver d'abord que l'axe de la chaussée, par exemple pour des passerelles de piétons au-dessus d'une voie ferrée, l'ouverture étant de 5^{m} et la largeur ne dépassant pas 2 ou 3^{m}. Le hourdis aura alors 10-20^{cm} d'épaisseur, et comme il peut y avoir une dissymétrie des charges, on y remédiera par la disposition des culées.

De 4 à 6 mètres de largeur on emploiera en général 2 nervures seulement : cela dépend des chances d'excentration des charges. Ces nervures ne sont jamais placées sur les bords, on dispose au contraire toujours les trottoirs en porte à faux. Un hourdis simplement nervé permet d'aller jusqu'à 10 ou 15^{m} de portée.

Au-delà, il faut des formes plus complexes. La portée augmentant, on est conduit à augmenter la hauteur des nervures ; pour ne pas leur donner une épaisseur exagérée par crainte de flambement, on les réunit à la partie inférieure par un deuxième hourdis beaucoup plus mince : on réalise ainsi une poutre à caisson. Il est à remarquer que c'est l'ensemble de la section du béton armé qu'il faut considérer au point de vue de la résistance : cette solidarité

des parties distingue les constructions de béton armé des constructions métalliques ; tout élément nouveau introduit peut participer à la résistance et y être utilisé. On tient donc compte ici du hourdis supplémentaire ajouté ; il travaille à l'extension par son métal. Le hourdis supérieur travaille à la flexion dans le sens transversal comme tablier, et à la compression comme membrure supérieure dans le sens longitudinal.

Sur les piles, les sections changent. On ne réalise qu'un encastrement incomplet et il n'y a lieu d'inverser les épaisseurs des hourdis que sur une longueur assez faible ; c'est un point à examiner dans chaque cas.

Pour ces portées, la forme de la poutre en caisson n'est pas la seule : on peut constituer les nervures en métal sans béton. C'est rationnel, mais il faut alors protéger le métal contre la rouille et faire des poutres à T en profilés (Dispositions adoptées par M. Von Emperger de Vienne, M. Harel de la Noë, M. Rabut).

Quand les portées ne dépassent pas 15-20^{m} et qu'on veut éviter les vibrations ou réduire l'épaisseur du pont, on est conduit à le faire entièrement plein. Un type fréquemment employé consiste en un massif de béton de ciment dans lequel sont noyées des poutres à double T. Des expériences successives (M. Rabut) ont permis de réduire ces poutres à des simples I : le schéma comporte une plaque de béton de 1^{m} à 1^{m},50 pour les grandes portées, avec des poutres composées en acier. Il y a diverses variantes, où sont employées des voûtelettes en briques faciles à établir sur un cintre élémentaire et portant ensuite le béton ; ces voûtelettes peuvent être montées sur des piédroits en béton enrobant les poutres ; cela évide davantage et convient pour les portées supérieures à 8 ou 10^{m} (pont d'Asnières, travées de 16^{m}). Il ne reste à l'air que la face inférieure des ⊥, et l'expérience montre que l'humidité n'est guère nuisible sur ces surfaces où ne se déposent pas les poussières plus ou moins hygrométriques, cause ordinaire de la rouille.

Dans ces dispositions, le pourcentage du métal est augmenté, mais on est limité parce qu'on arrive bientôt à des épaisseurs trop fortes pour le périmètre dont on peut disposer et on manque

d'adhérence pour les efforts à transmettre.

On peut encore placer les poutres au-dessus de la chaussée du pont pour ne pas relever trop celle-ci et cependant laisser une grande hauteur libre au-dessous. Mais alors il faut en général limiter à deux le nombre des poutres. Ce type présente l'inconvénient que dans la plus grande partie de la portée, et même dans toute la portée, s'il n'y a pas encastrement sur les appuis, le hourdis est tendu. Pour constituer les semelles supérieures comprimées, des champignons en béton sont nécessaires au-dessus des poutres.

Le type du tablier plein, à voies supérieures est seul possible dans les stations où l'emplacement des voies est susceptible de varier avec l'aménagement de la station. Au contraire les poutres à voie inférieure peuvent s'employer en voie courante où le tracé est invariable.

Si la hauteur est plus grande, on est conduit à employer les poutres à treillis du type Vierendeel.

Les ponts à plusieurs voies ferrées peuvent comporter un nombre plus élevé de poutres si l'on augmente la largeur en conséquence. Il faut observer que les poutres intermédiaires travaillent beaucoup et avec des efforts très divers; on doit leur donner plus de résistance que ne l'indique le calcul.

L'évidement des nervures doit se pratiquer quelle que soit la position des nervures, supérieures ou inférieures; il produit une économie de poids notable, une économie de matière de toutes façons, dès que la portée dépasse 8-10^{m}. Le léger supplément de main d'œuvre est peu de chose à côté.

On peut concilier ces types avec le porte-à-faux latéral qui est toujours avantageux et prolonge le hourdis et les entretoises.

L'emploi de poutres intermédiaires est difficilement admissible pour une chaussée; mais on peut y arriver moyennant certaines précautions architecturales pour l'évidement des poutres permettant aux piétons de passer des trottoirs sur la chaussée. Beaucoup des dispositions présentées par M. Vierendeel pour les ponts métalliques peuvent s'employer ici, par exemple une série d'arcades.

Dès qu'on dépasse une portée de 30 à 35^{m} pour les poutres droites en béton armé ; on arrive à un poids mort de 25 à 30^{k} par mètre courant représentant de 8 à 12 fois les surcharges. C'est fort lourd et cela marque la limite d'emploi du béton armé. Au delà, il faut modifier la forme et diminuer la charge en faisant varier la hauteur des poutres, en utilisant la solidarité des éléments et s'arrangeant pour n'avoir pas de renversement d'efforts, notamment au voisinage des appuis. On doit faire varier aussi le pourcentage du métal : nombre et diamètre des fers. Ce second moyen est beaucoup plus souple que la variation des semelles dans les poutres métalliques.

Ponts de grande portée dans le système des poutres droites. — Jusqu'à présent, il n'y a pas beaucoup d'exemples de ponts en béton armé de plus de 20 mètres de portée dans le système des poutres droites ; il est cependant utile de pouvoir en exécuter plus tard le cas échéant, les poutres droites présentant le grand avantage de ne pas pousser leurs appuis.

Nous avons donc à nous poser la question suivante : quelles sont les formes les plus avantageuses à donner à une poutre droite, dépassant les portées usuelles ?

On sait que dans les ouvrages métalliques rigides de ce genre on est conduit à la forme dite " cantilever " comportant une partie centrale plus ou moins articulée avec deux consoles encastrées sous les piles ou culées.

On emploiera également ce système cantilever avec le Béton armé ; mais la portée limite où il sera applicable sera moins grande que pour le métal ; en effet on peut dire que cette portée augmente à peu près proportionnellement à la résistance de la matière employée et en raison inverse du poids spécifique ; car dès qu'on atteint des portées élevées, les surcharges deviennent insignifiantes devant le poids propre de l'ouvrage qui doit surtout se porter lui-même.

La portée maxima est donc sensiblement proportionnelle au rapport de la résistance au poids spécifique, rapport qui est moindre pour le béton armé que pour le métal.

Il y a deux façons distinctes de constituer un cantilever

en béton armé :

1° On peut réaliser le schéma ci-contre où les parties inférieures des consoles sont comprimées et les parties supérieures tendues, alors que c'est le contraire dans la partie centrale.

Ces dispositions conviennent elles au béton armé ? Quelques ingénieurs le pensent : la preuve en est dans les projets soumis actuellement à l'approbation de l'Administration supérieure.

Parmi eux, se trouve un projet de M. Considère relatif à un grand pont qui livre passage à une route par dessus un large estuaire de Bretagne ; il a prévu le béton fretté dans les parties comprimées et les dispositifs du projet sont ceux du modèle d'expérience de la gare d'Ivry.

Ce schéma comporte partout des efforts d'extension au niveau de la chaussée, où l'on est forcé d'établir un hourdis épais. Ce hourdis serait donc tendu, ce qui constitue une répartition désavantageuse des efforts. Une telle disposition ne se justifierait que si on manquait de hauteur sous la partie centrale ; quand cela n'a pas lieu, il est plus rationnel d'adopter le parti suivant

2° Ce schéma est le renversement du précédent ; le hourdis sous la chaussée est partout comprimé, ce qui est plus avantageux à tous égards.

Dans les parties tendues, doit-on envober le métal ? Il y a du pour et du contre ; si l'on emploie le métal seul, on gagne en légèreté, puisque l'enrobement en béton de ce métal, incapable de travailler à l'extension ne ferait qu'ajouter inutilement du poids à l'ouvrage. Mais on expose le fer à la rouille. L'avantage de la légèreté n'est très intéressant qu'à partir d'une certaine valeur de la portée ; bien qu'il soit difficile de fixer cette valeur limite, on peut dire qu'au dessus de 100 mètres de portée environ, peut-être 60^{m}, l'avantage de la légèreté sera supérieur à l'inconvénient résultant de l'altérabilité du métal par la rouille.

Il faut prévoir des consoles d'une certaine portée pour que leur emploi soit justifié. En faisant une étude comparative des dépenses et en se référant aux formes de viaducs américains dits **trestles**, on est conduit à reconnaître que la meilleure forme à donner aux piles consiste en groupe de 2 palées, avec un espacement de 10^{m} à 20^{m} suivant l'ouverture des travées, chaque palée se composant d'un certain nombre de poteaux. On arrive ainsi au schéma ci dessous où le tablier

au dessus des culées forme console.

Quant aux contreventements, on peut employer des croisillons si on veut le faire en métal, car on peut compter sur leur résistance à l'extension ; si on veut faire des contreventements en béton armé, il vaudra mieux les constituer de barres horizontales.

Le tablier ; les parties montantes des piles et les montants verticaux de la partie centrale seront en béton armé (parties hachurées sur le schéma)

Les autres parties de l'ouvrage travaillant à l'extension seront en acier laminé travaillant à son maximum de résistance et mieux encore en câbles d'acier ; ceux ci en effet d'après les réglements français et la juris prudence de l'Administration peuvent être soumis à des efforts trois fois plus grands que l'acier laminé des ponts rivés. (25 à 30^k pour les premiers. 8^k à 10^k seulement pour le second).

Telles sont les formes de l'avenir pour les ponts à poutre droite de grande portée en béton armé.

Ponts en arc. — Les ponts en arc peuvent se concevoir de deux façons : l'arc peut être inférieur ou supérieur à la voie qu'il s'agit de supporter.

La première catégorie d'ouvrages, où l'arc est inférieur, s'emploie aussi bien en béton armé qu'en métal et c'est le seul pratique avec la maçonnerie. Ce qui distingue ici l'arc de la poutre droite c'est qu'il travaille presque en entier à la compression, bien que, par suite des flexions secondaires, il puisse quelquefois subir des efforts d'extension.

Les ponts en arc les plus simples sont constitués par une poutre de hauteur variable, minima au milieu de la portée, maxima sur les appuis. Ce type, représenté par le schéma ci dessous, est très pratique en béton armé pour les petites portées à cause de la solidarité intime entre l'intrados courbe et le hourdis, qui est le propre de la matière employée.

On peut employer deux ou plusieurs nervures arquées solidaires du hourdis. Cet ouvrage travaille comme un pont en arc quand les culées sont constituées de manière à résister à une poussée ; sinon, il se comporte comme une simple poutre droite de hauteur variable.

Quand la portée augmente sensiblement, on peut évider les hourdis verticaux formant nervures arquées ; mais avant d'arriver à ces portées justifiant l'évidement on peut employer quelques variantes du type précédent.

Le schéma de ce type suppose que la chaussée est portée directement par les hourdis horizontal et supérieur ; on peut placer ce hourdis en bas et remblayer la partie comprise entre les têtes. On a ainsi un pont en arc sous remblai souvent employé dans les chemins de fer pour ne pas modifier le système de pose de voie au passage de l'ouvrage. La figure ci dessous représente ce type ; on voit à la partie supérieure un hourdis courbe ; son épaisseur est bien inférieure à celle qu'il faudrait donner à une voûte en maçonnerie.

Ce type convient à des ouvertures depuis 11m ou 5m jusqu'à 25m ou 30m. Le hourdis courbe inférieur a une épaisseur moyenne qui varie entre 0m,15 et 0m,40 (c'est à dire entre le $\frac{1}{14}$ ou le $\frac{1}{7}$ de ce qu'elle serait avec la maçonnerie). Etant ainsi très mince, il doit être solidarisé avec les tympons pour acquérir la roideur nécessaire. Cette solidarité est réalisée au moyen de diaphragmes ; ils empêchent les tympons, qui dans ce cas sont de petits murs de soutènement, de poussée au vide.

Le hourdis courbe étant inférieur à la chaussée on peut, si celle ci est assez large, placer un mur supplémentaire parallèle aux tympons et même plusieurs, à condition de les réunir à la voûte par les diaphragmes (schéma ci-contre).

Emploi des évidements. — On emploiera les évidements dès que l'ouverture dépassera 20m ou 25m ; ce chiffre n'est qu'une indication sommaire, car la portée limite à partir de laquelle les nervures évidées deviennent avantageuses, serait actuellement difficile à fixer avec précision.

Quant à la forme de ces évidements, on s'inspirera des circonstances locales pour donner au pont l'aspect le plus satisfaisant ; On pourra par exemple employer une forme se rapprochant d'un rectangle à petits côtés courbes, comme ci dessous.

Ce qui rend ces évidements avantageux dès que la portée devient un peu grande, ce n'est pas la diminution dans le poids de béton à employer, car le prix des boisages et la main d'œuvre supplémentaires compense largement cette économie ; le véritable avantage, consiste dans la réduction de la charge morte.

Au delà de 30m les portées évidées deviennent les plus grandes toujours pour diminuer la charge morte. On arrivera ainsi à avoir un pont supporté par une série de colonnes, celles ci

© École nationale des ponts et chaussées

reposant à leur tour par leur base sur la voûte inférieure, comme ci-dessous.

Ces colonnes peuvent être au nombre de 2, 3 ou 4 au plus dans une section transversale et à cause de la grande solidarité que donne le béton armé entre les divers éléments d'une construction, on peut leur donner une section carrée ayant seulement $0^m,20$ à $0^m,40$ de côté.

Mais dans ce cas l'épaisseur du hourdis supérieur est plus grande que dans le précédent, car il faut en outre qu'il soit calculé pour résister à la flexion quand on le suppose posé sur ses divers appuis.

Pour des portées de plus en plus grandes, on sera conduit à faire de la bliér supérieur ainsi que les colonnes, en métal, plus léger que le béton armé.

Ponts en arc de très grandes portées. — Si l'on veut aller à la limite extrême des portées où le béton armé est applicable, on emploiera du béton frettè, comme dans le cas des poutres droites.

Quelle forme devra-t on adopter ?

Pour les déterminer, remarquons que le béton armé évidé est un intermédiaire entre le béton armé ordinaire et le béton frettè. D'autre part dans les voûtes construites en maçonnerie, on n'arrive pas à faire travailler celle-ci à son véritable taux de résistance (Voir dans la revue des Chemins de fer, l'article de M. Lejournégur sur la construction économique des grands ponts en maçonnerie); elle pourrait travailler à 60 ou 80^k par cmq et on arrive à peine à 25^k ou 30^k.

La raison de ce fait est la suivante : si pour faire travailler la maçonnerie d'une voûte on diminuait sensiblement les épaisseurs voulues on finirait par déterminer le flambage. Ce danger est à considérer bien qu'on n'en tienne pas compte, en général, dans le calcul des arcs de toute nature.

Le béton armé présente sur la maçonnerie l'avantage de pouvoir être évidé ; on parvient ainsi à augmenter le moment d'inertie de la voûte sans augmenter sensiblement sa masse, et on aboutit par ce moyen à la forme de caisson creux.

On a ainsi comme section une sorte de boîte rectangulaire, dont les parois ont $0^m,08$ à $0^m,15$ d'épaisseur et où l'on peut éviter tout voilement exagéré par l'emploi de diaphragmes intermédiaires. C'est la section rationnelle d'une voûte en béton armé de grande portée (schéma ci-dessous).

On rend ainsi la voûte plus légère ce qui est le point capital pour les grandes ouvertures.

Pour les ouvertures les plus grandes, on emploiera des pièces exclusivement comprimées en béton armé ; la section ne comportera plus que des tiges prismatiques en béton fretté contreventées par des barres métalliques, car des contreventements en béton armé seraient, dans ce cas, trop lourds.

Le type d'arc peut soutenir, comme ci-dessus, un viaduc à poutres droites sur colonnes, qu'on fera en métal dans le cas des plus grandes portées.

Éléments secondaires des ponts.

Pour terminer l'étude des ponts en béton armé, il nous reste à examiner les éléments secondaires : entretoises, longerons, chaussée, dispositions de la chaussée et des voies, garde-corps.

Entretoises et longerons. — Les entretoises et les longerons supportent la chaussée. Ce ne sont pas comme dans les ponts métalliques des pièces distinctes à calculer isolément. Dans les ouvrages en béton armé, elles font corps avec le hourdis ; et dans le calcul des résistances, c'est l'ensemble que l'on considère comme travaillant à la flexion dans différents sens.

Les entretoises sont formées par de simples nervures faisant saillie sur le hourdis, mais travaillant solidairement avec lui. On envisage dans le calcul l'ensemble formé par une entretoise et une travée de hourdis. On verra plus loin les règles empiriques et les prescriptions réglementaires y relatives.

Les longerons sont, de même, des nervures, solidaires des hourdis et des entretoises. Leur rôle dans la résistance à la flexion est double : ils concourent à la résistance générale de l'ouvrage, comme auxiliaires des poutres principales

Ils ~~ont~~ ont en outre une résistance propre à la flexion entre deux entretoises. On en tiendra compte dans les calculs.

L'intérêt de l'existence des entretoises est de réduire le hourdis, en diminuant sa portée. Elles sont inutiles si les poutres principales sont

très rapprochées : le hourdis n'a plus en effet une portée suffisante pour les justifier.

L'espacement des entretoises doit être inférieur à celui des poutres principales ; et varie en général de 1/2 aux 2/3. Il est de même logique, pour que le hourdis soit économique, de donner aux longerons un écartement moindre que celui des entretoises. Les entretoises sont moins fortes que les poutres principales, et les longerons moins forts en général que les entretoises.

Dans les ponts métalliques, les longerons ont souvent la même hauteur que les entretoises. C'est une nécessité de construction quand on veut rendre continue les semelles supérieures et inférieures des longerons. Dans les ouvrages en béton armé, cette sujétion n'existe pas et les longerons sont en général moins hauts que les entretoises.

Si les poutres principales sont évidées, on fait correspondre les montants aux entretoises. Quant aux longerons, si le pont est large, on les espace également sous la chaussée, et davantage sur les trottoirs. Dans les ponts pour voies ferrées, on place presque toujours un longeron sous chaque rail, ce qui permet d'économiser sur le hourdis.

Les pièces de contreventement du tablier, quand il y en a, n'ont pas de charges à supporter directement, elles empêchent seulement les déformations en travers. Leurs plus grands efforts sont souvent dûs, non au vent, mais aux surcharges. Souvent les nervures longerons et entretoises suffisent comme contreventements.

Implantation de la chaussée et des voies. — La question se pose surtout pour les routes. Quelle largeur donner à la chaussée en raison de la circulation ? Dans les voies de communication nouvelles, (services vicinaux) on fait souvent appel au béton armé par raison d'économie. Mais quand il ne s'agit que d'une circulation modérée, adoptera-t-on la voie unique ou la double voie, $2^{m},50$ ou $5^{m},00$ de largeur de chaussée ? On prend généralement la voie unique, si le pont a une grande longueur ; mais il faut ménager aux voitures la possibilité de se croiser. Dans ce but on établit sur le pont des garages, à distance de vue par temps de brouillard.

A cet égard, le béton armé se prête merveilleusement à la construction de ponts à voie unique, à garages multipliés; on se ménage d'ailleurs la faculté d'ajouter des garages nouveaux, ou d'élargir le pont. Pour cela, l'encorbellement est naturellement indiqué.

On fait beaucoup de ponts suspendus sous des chemins vicinaux. Ils offrent une ressource précieuse pour franchir les cours d'eaux importants; on les fait aujourd'hui solides et économiques.

Les ouvrages en béton armé, moins économiques, à largeur égale dès que la longueur totale atteint 100m, ont sur eux l'avantage de se prêter à l'établissement d'encorbellements et de garages.

Exemple : pont de Tyrimont sur le Rhône.

Constitution de la chaussée. — La chaussée en béton est facile à constituer et économique.

On a depuis longtemps la pratique des chaussées en ciment, en usage surtout dans les pays où le ciment est bon marché et où on sait l'employer. (Dauphiné, Nord de l'Italie). On met un revêtement, de 5 à 6 centimètres d'épaisseur. La chaussée s'use, en effet, régulièrement et sans déformation. Les réparations sont rares; elles sont d'ailleurs délicates et exigent beaucoup de soin pour la surcharge de l'enduit. Le hourdis du pont supporte directement l'enduit qui forme la chaussée proprement dite.

Cette disposition permet de réduire le poids et aussi l'épaisseur du pont, ce qui présente un gros avantage, lorsque par exemple il y a des constructions au niveau du pont et que par suite son épaisseur est imposée.

Abstraction faite de l'épaisseur de la chaussée, les ouvrages métalliques ont une épaisseur moindre que ceux en béton armé. Mais on ne peut avec eux constituer la chaussée avec un simple enduit, sans intermédiaire. Il faut au contraire l'établir sur une couche de béton, sinon la flexion du métal détruirait vite l'enduit de ciment.

Au contraire, pour les ponts sous rails, c'est le métal qui donne l'épaisseur minima.

Pour les circulations intenses, comme dans les grandes villes, il faut adopter des chaussées qui permettent des réparations plus faciles, sans imposer le chômage de la voie. On peut en adopter de 2 espèces :

l'asphalte ou le pavage en bois.

Le pavage en bois est léger et bien roulant, mais son épaisseur ne peut être inférieur à $0^m,10$.

L'enduit en asphalte se pose facilement sur le hourdis ; une épaisseur de 3 ou 4 centimètres est suffisante.

En général on l'emploie à chaud, ce qui complique les réparations. Depuis quelques années, on fait des essais d'asphalte caoutchouté qui peut s'employer à froid. C'est de l'asphalte auquel on mélange au moment de l'emploi une dissolution de caoutchouc dans du sulfure de carbone. Un brassage énergique disséminé le caoutchouc en filaments dans la masse, et constitue ainsi de l'asphalte armé, de résistance plus grande à la déchirure que l'asphalte ordinaire.

On emploie encore l'asphalte comprimé en pavés de $0^m,05$ à $0^m,06$ d'épaisseur.

Les chaussées en asphalte ne doivent pas être établies sur des déclivités de $0^m,05$ par mètre.

Tous ces revêtements sont à peu près équivalents au point de vue des trépidations, qu'il est important d'éviter. L'enregistrement des trépidations au passage d'un véhicule sur différentes espèces de chaussées a fait voir que les pavages ordinaires et les empierrements, qui donnent le maximum de chocs, doivent être désormais proscrits sur les ponts, à cause de leur influence désastreuse sur la résistance des ouvrages. Au contraire, l'élasticité du bois et de l'asphalte atténue les chocs.

Voies ferrées sur les ouvrages en béton armé. — Beaucoup d'ingénieurs redoutent l'emploi du béton armé sous les voies ferrées. Il y a cependant de nombreuses preuves qu'il se comporte beaucoup mieux que le métal sous l'action des chocs aux joints des rails.

Il faut naturellement prendre des précautions pour éviter que les chocs s'exercent directement sur le béton. D'abord on augmentera la masse, c'est à dire l'épaisseur des pièces au voisinage de la voie ; c'est une raison de plus pour mettre des longerons sous les rails. On interposera un matelas entre le béton et les rails, ce qu'on fait d'ailleurs pour le métal et pour la maçonnerie. La pose de la voie se fait sur traverses ou sur

longrines, mais en tout cas par l'intermédiaire du bois, qui est élastique, ce qui évite les chocs au béton.

Quand l'ouvrage n'a pas une grande longueur, il y a intérêt à poser la voie sur ballast, pour ne pas avoir sur la ligne un trop grand nombre de points spéciaux, avec des sujétions d'entretien. On généralise de plus en plus la pose courante, quand la portée ne dépasse pas 8 ou 10 mètres; mais souvent la hauteur disponible n'est pas assez grande pour permettre l'adoption de ce type.

Sur les ouvrages de grande longueur, on n'emploie pas le ballast, qui constituerait une trop grande charge morte. On pose le plus souvent sur longrines moins coûteuses que les traverses, car celles-ci demandent plus de bois et ont besoin d'être équarris comme les longrines pour la pose sur les ponts.

Dans les courbes de petit rayon, la pose sur traverses est inévitable. Les longrines ont de 15 à 20 c.m. d'épaisseur et de 25 à 30 c.m. de largeur. Pour des voies très fortes à coussinets larges, comme au pont d'Asnières, on va jusqu'à 38 c.m. mais ces gros bois coûtent cher.

Les attaches des bois au tablier constituent des points faibles, ébranlés par les trains. Le meilleur mode d'attache est celui qui permet un serrage continuel, et une visite facile. On se sert d'étriers ou de boulons, qui traversent le béton, et que l'on serre par des écrous à la partie inférieure.

On place les longrines sur une petite saillie de 2 ou 3 c.m., afin d'écarter l'eau du bois. On entretoise les deux longrines d'une même voie, soit en les réunissant par des tirants métalliques, soit en les calant par des bulées extérieures du béton. (Le déplacement des rails ne se fait que dans le sens de l'écartement de la voie).

Il y a des exemples de longrines boulonnées sur des plaques métalliques scellées dans le béton (pont de Chippis). Les résultats de ce système ne peuvent encore être jugés. Il peut être bon pour des charges et des vitesses plus élevées; mais sur des voies fréquentées, un pareil système n'est pas à recommander, car si une plaque se descelle, la réparation nécessitera un arrêt des trains.

Trottoirs. — Ce sont des hourdis reposant sur des poutres de rive, et en général sur des consoles. La charge à préconiser est de 300 à 400 kg par m². Il y a toujours économie à les établir, en tout ou partie, en encorbellement. Jusqu'à 1m de largeur, ce sera un simple hourdis. Au dessus de 1m,00, on emploiera des consoles.

Garde-corps. — On les fait en béton armé, ou en métal.

Les gardes corps métalliques sont les plus légers ; on les emploiera pour les grandes portées. Ils pèsent de 50 à 60 k. par mètre courant, avec le béton armé, ils sont deux ou trois fois plus lourds.

Au point de vue décoratif, il vaut souvent mieux adopter pour garde-corps la même matière que pour le pont. Si on les fait en béton armé, on se servira de pièces moulées d'avance. Souvent les embases sont faites sur place, les montants moulés d'avance, les lisses moulées ou non.

On emploie aussi des garde-corps mixtes.

Constructions mixtes ou arlequins.

Je désigne sous ce nom les constructions de toute nature dans lesquelles le béton armé n'a été admis que pour certaines parties. Elles forment la transition réelle entre les anciens ouvrages en maçonnerie ou en métal et les ouvrages entièrement en béton armé. Il est intéressant de rechercher les motifs qui ont pu restreindre l'emploi du béton armé, dans ces ouvrages.

Souvent, on manque de confiance dans un mode de construction qui n'a pas encore fait ses preuves. On se garde d'en faire une extension prématurée.

Le rejet du béton armé se justifie parfois par des raisons d'économie : on fera ainsi des maisons d'habitation avec des murs en brique, plutôt qu'en béton armé, parce que les hourdis verticaux en béton armé ne sont pas économiques. Pour les ponts au deçà d'une certaine portée, on introduit le métal comme élément de légèreté.

On est quelquefois conduit à faire des arlequins pour compléter des ouvrages existants, par exemple élargissement d'un pont au moyen de consoles. L'enrobement des ouvrages métalliques permet de les préserver de la rouille. Le béton armé permet de même d'assurer

l'étanchéité des barrages par exemple. Ces barrages se dilatent ou se contractent suivant la saison; il s'y produit des fissures sur le parement d'aval, et par suite des infiltrations qui peuvent causer la ruine de l'ouvrage. On y remédie par l'adjonction d'un revêtement en béton armé à l'amont.

On place aussi parfois des contreforts à l'aval.

On pratique avec le béton armé la consolidation des ouvrages, surtout de ceux en métal. C'est un mode de construction scabreux pour de petits ouvrages. On les consolide à l'aide du béton armé. Le béton armé permet de même la réparation de pièces métalliques rompues.

L'exclusion partielle du béton permet aussi de rendre un ouvrage moins laid. La considération esthétique a été pour beaucoup dans l'arrêt du développement du béton armé. Il offre un aspect déplaisant qui donne parfois l'impression d'un ouvrage mal établi. Aussi, évite-t-on souvent de faire en béton armé l'ouvrage entier; on réserve le béton pour les parties cachées ou accessoires. Il arrive alors parfois que le béton ainsi introduit prend une telle importance qu'on se demande pourquoi on ne l'a pas étendu à tout l'ouvrage.

Décoration des ouvrages en béton armé.

Cette question a une grande importance en raison de la nouveauté du mode de construction qui nous occupe, aussi faut-il insister un peu plus sur cette question que pour les ouvrages en maçonnerie ou en métal, car ces deux modes de construction sont acceptés depuis longtemps; dans leurs principes, et leur développement n'est entravé par aucune de ces conceptions a priori qui sont soit raisonnées soit instinctives et qui nous font trouver laid le béton armé.

Les constructions en béton armé sont effectivement laides en général et doivent l'être, car ce mode de construction étant nouveau, dans son principe, il ne se rattache directement à rien et manque des moyens d'expression que les autres possèdent et qui les rendent immédiatement agréables et compréhensibles à la foule. Pour que le béton armé puisse prendre tout son développement et rendre tous les services qu'il est susceptible de rendre, il faut envisager les moyens de le faire accepter par le public. La décoration a donc une importance pour lui qu'il n'a pas pour les autres modes de construction.

Qu'est-ce que la décoration? C'est l'ensemble des moyens que l'on

peut employer pour faire trouver belle une construction exposée aux yeux du public. La notion du beau est très complexe, mais elle comporte, en matière de construction, certains éléments essentiels.

Notons en particulier deux choses : d'abord l'impression d'une certaine justesse dans les dispositions de l'œuvre ; cette justesse ne peut être autre chose que la convenance des dispositions adoptées à l'objet qu'on se propose, convenance des dimensions et des détails par rapport aux services que l'ouvrage doit rendre.

Les moyens d'y atteindre sont ceux de la bonne construction ; c'est l'élément principal. En construction comme dans les autres œuvres d'art, la qualité esthétique fondamentale est la justesse d'adaptation des moyens employés au but qui est la raison d'être de l'œuvre

Il faut ensuite que cette justesse soit mise en évidence ; il faut qu'on voie que la construction se comporte bien, qu'elle remplit bien son objet.

Cette condition est presque suffisante pour un effet esthétique satisfaisant mais il faut se rendre compte des moyens que l'on peut employer pour la mise en évidence des dispositions. Ces moyens sont limités avec le béton armé, et du côté le plus intéressant en quelque sorte : l'armature elle même, c'est à dire l'élément le plus résistant et le plus coûteux de la construction, est presque toujours invisible.

Néanmoins il y a eu des époques de l'architecture où tout en mettant en évidence les procédés de construction, on n'a pas tenu à en montrer tous les détails, il y en a eu où la décoration a été purement superficielle sans être pour cela mensongère ou déplacée. De ce qu'on ne peut pas faire voir toutes les dispositions des armatures, il ne s'en suit pas qu'on doive renoncer à toute sincérité ; il faut seulement se rattraper sur les formes extérieures.

Un autre point de vue domine le choix des procédés qu'on employera pour produire l'effet esthétique ; c'est celui de la <u>tradition</u>. Pour donner un sens aux constructions, il faut se référer au passé : pour parler une langue, celle de l'art ou tout autre, il faut que cette langue existe ; elle est créée par la suite des temps ; on ne peut produire aucune impression d'art sur le spectateur qu'en ayant recours, dans une certaine mesure, difficile à définir, à des moyens d'expression <u>traditionnels</u>.

C'est la nécessité d'une tradition qui fait qu'on ne voit apparaître dans l'histoire des peuples les périodes de développement artistique qu'après des périodes de développement purement matériel fournissant les éléments de comparaison qui seront utilisés par les artistes.

Il résulte de là que le béton armé ne peut pas s'abstraire et se désintéresser des procédés de construction antérieurs : il faut que le procédé nouveau soit appliqué avec sincérité, et cependant rattaché au passé par certains détails conventionnels empruntés aux anciens ouvrages.

Ces détails affectés à la décoration doivent porter surtout sur certaines parties particulières de l'œuvre : ce sont celles dont les formes et les dimensions ne sont pas aussi rigoureusement déterminées, que dans les parties principales et que pour ces motifs les hommes de l'art appellent les amortissements : leurs dispositions comportent plus d'arbitraire et peuvent être choisies pour produire l'impression de déjà vu qu'on se propose d'obtenir.

De ces principes résultent différents procédés de décoration qu'il est intéressant de classer et d'analyser. La nécessité de recourir au passé s'est manifestée de différentes manières. La plus naïve est de copier et de reproduire les formes des ouvrages en maçonnerie ou en métal, (surtout de la maçonnerie qui plonge dans le passé des racines beaucoup plus profondes).

L'inconvénient de ce procédé est évident : on risque d'induire le spectateur en erreur, en lui présentant des ouvrages qui, ayant l'air d'être en maçonnerie, semblent avoir des dimensions insuffisantes ; si on leur donne la même ampleur tout en les évidant, c'est un mensonge. Il y a donc là une difficulté.

Un second moyen de rappeler les constructions anciennes susceptible d'un effet plus esthétique mais qui oblige à ne pas employer exclusivement le béton armé consiste à faire porter la décoration sur les parties spéciales, que l'on construira en maçonnerie, quelquefois en métal. Le public connaît les conventions décoratives du fer et de la maçonnerie. En restreignant ainsi la part du béton armé dans les ouvrages, on lui fait tort, mais c'est encore par ce procédé de juxtaposition qu'on a obtenu les ouvrages en béton armé qui font le meilleur effet.

Ce procédé n'est pas spécial au béton armé, il a été appliqué

à la construction métallique : la décoration portant sur la maçonnerie produit un effet d'ensemble très remarquable (Exemples : viaducs de l'Oise et de Gassy, de M. Bonnet).

Une troisième manière de traiter la décoration du béton armé est de chercher dans les particularités mêmes de cette construction les motifs de décoration. Autant qu'on peut préciser, cette indication un peu vague, on dira qu'elle comporte deux parties : 1° accuser par les arêtes des maçons la direction et la position des armatures principales. 2° accuser par des ornements d'un caractère superficiel la nature amorphe et plastique du béton.

Ces indications vont être complétées par la vue d'une série d'ouvrages. Tous ne sont pas des modèles, beaucoup ne sont pas réussis ; mais c'est par la critique qu'on arrive le plus facilement à s'instruire en pareille matière.

Rédaction des projets.

En matière de béton armé les règles de calcul ne sont pas encore très détaillées. On a établi des principes hypothétiques, d'où l'on peut déduire les règles de la "Stabilité des constructions" en béton armé. Mais on n'a pas encore eu le temps de développer l'application de ces principes aux divers cas de la pratique. C'est d'ailleurs un sujet délicat et difficile, celui où l'on a pu relever le plus d'erreurs notoires émanant des personnes les plus compétentes. On ne doit donc se lancer dans les déductions que comportent les principes qu'à condition d'avoir recours au fur et à mesure à des vérifications expérimentales directes. Un avantage du béton armé est qu'il force à envisager les phénomènes de la déformation de beaucoup plus haut qu'on ne le faisait quand on n'avait à traiter que des matières homogènes, simplification factice qui a été fâcheuse pour la science. L'habitude de l'homogénéité des matériaux est en partie cause de la répugnance de beaucoup d'ingénieurs pour le béton armé ; les lois de sa déformation nous forcent à renoncer à des principes depuis longtemps établis quoique sans démonstration suffisante peut-être que l'on

© École Nationale des Ponts et Chaussées

convenu implicitement de considérer comme des constantes absolues sont loin d'être tels. Ils dépendent d'une foule de circonstances variées dont on ne sait pas démêler l'action même pour l'ensemble simple formé de deux éléments seulement, le fer ou l'acier et le béton.

Avant de passer aux calculs de résistance proprement dits, voyons quelles doivent être les phases de l'élaboration d'un projet.

On est souvent porté à croire que, dans un projet, les calculs sont tout. C'est une tendance fréquente et d'ailleurs naturelle chez les jeunes ingénieurs. Beaucoup d'entre eux mettraient volontiers l'ouvrage et équations avec les dimensions principales comme inconnues, à déterminer par les conditions de stabilité appliquées strictement. Ce n'est que peu à peu que, l'expérience aidant, on s'aperçoit que les calculs ne sont qu'un outil permettant de préciser et de mettre au point les conceptions <u>à priori</u> de l'Ingénieur.

Surtout aujourd'hui qu'on peut se renseigner par la connaissance d'une multitude de faits recueillis dans le monde entier, surtout au moyen des périodiques, c'est la <u>documentation</u> qui doit fournir les éléments principaux de l'élaboration d'un projet.

La première chose à faire est donc d'ouvrir les périodiques et de voir ce qui a été fait ou se fait dans le même genre. Il est très rare qu'on ne trouve rien d'approchant, même quand on a des données exceptionnelles. Même alors, l'art de l'ingénieur a fait de tels progrès que l'on trouve toujours des points de comparaison d'une valeur inappréciable. On doit non seulement examiner en détail les dispositions des ouvrages cités, mais étudier la façon dont ils se comportent. Assez souvent les calculs sont publiés, quelquefois en détail, en général sommairement. En outre les ouvrages en béton armé sont toujours soumis à des épreuves sévères et on en publie d'ordinaire les procès verbaux détaillés. On a ainsi des faits précis se rapportant au sujet. Lorsqu'une étude en vaut la peine, et que l'économie de construction à réaliser peut être importante, on ne doit pas hésiter à aller voir soi-même les ouvrages en construction ou en service. Pour ceux ci on doit regarder comment ils se comportent sous les surcharges, et souvent il n'est pas déplacé de chercher à faire soi-même, à ce sujet, des mesures complémentaires, surtout pour les ouvrages importants. Cela peut présenter

un grand intérêt celui de faire connaître leur valeur véritable. Un autre moyen de se renseigner sur place est d'interroger les personnes ayant pris part à la construction, celles qui sont chargées de l'entretien et encore celles qui pourraient se plaindre des défauts que l'ouvrage présenterait.

Lorsque l'on s'est procuré ces divers renseignements, il faut exercer sur eux son sens critique et faire appel à l'expérience personnelle plus ou moins grande que l'on possède. On voit alors comment modifier les types existants, pour éviter les inconvénients qu'on leur a reconnus et les adapter aux données du projet à dresser, toujours plus ou moins différentes.

Ce travail critique est plus efficace si l'on peut le contrôler en faisant appel à l'expérimentation. Ainsi pour les modifications qu'on envisage, on peut faire construire des modèles à échelles réduites, et les expérimenter à leur tour. Il ne faut pas dans ce cas s'en tenir à l'idée de la similitude mécanique exacte, mais chercher à se placer dans des conditions qui permettent ces raisonnements à fortiori. En outre, lorsque l'importance de l'ouvrage le justifie, on peut en faire exécuter en vraie grandeur certains éléments importants par leur prix ou par le grand nombre de pièces identiques entrant dans la composition de l'ouvrage. On les soumet alors à des efforts analogues à ceux qu'ils auront à supporter en service.

Ce n'est qu'après s'être suffisamment éclairé par ces divers moyens qu'il est véritablement utile de recourir au calcul. C'est lorsque l'on a discuté les conceptions à priori, contrôlé les inductions, que la question est mûre pour le calcul. Celui-ci n'intervient que pour préciser, pour donner une approximation plus avancée, aux dispositifs que la documentation, la critique, l'observation et l'expérience ont suggérés.

Jamais on ne doit calculer ce qu'on peut mesurer. Les mesures ont, il est vrai, une portée moins grande que les calculs, mais elles donnent une certitude, tandis que le résultat du calcul n'est exact que dans la mesure où les hypothèses qui lui servent de base le sont elles-mêmes, et cette mesure est, en général, impossible à apprécier sûrement.

Calculs de résistance. — Qu'est ce qu'un calcul de résistance? Si nous envisageons le but à atteindre, nous dirons que c'est une

interpolation entre ce qui existe et ce qui doit exister, ce que l'on va construire. Il ne faut jamais perdre ce but de vue. A cause de la place énorme que tient dans votre éducation l'enseignement dogmatique des sciences dites exactes, vous avez une tendance à croire que le calcul est, au contraire, l'expression exacte de lois absolues régissant la déformation de la matière sous l'action de forces extérieures. Il faut vous défaire de cette conception dont quelques années de pratique vous feront sentir l'inanité. Les calculs de nos projets sont des opérations mathématiques sur des lois d'un caractère hypothétique, basées seulement, en ce qui concerne le béton armé, sur une expérience d'une dizaine d'années. Je ne veux cependant pas dire qu'on ne puisse dans la recherche de ces lois, employer une méthode scientifique et rationnelle.

On a opéré dans ce but de diverses manières. Les premiers constructeurs ont nécessairement dû créer des formules plus ou moins arbitraires, qu'on a qualifiées d'empiriques. Il semble qu'on ne doive donner ce nom qu'à celles qui sont en contradiction avec des propositions indiscutées de géométrie ou de mécanique pure. Il n'est pas facile de faire ressortir cette contradiction.

Ainsi M. Hennebique admet que, dans les pièces fléchies, lorsque l'effort moyen de compression du béton atteint 25^{kgs} par centimètre carré, le moment de flexion se partage entre le béton et le fer en deux parties égales. Cette hypothèse serait inconciliable avec les lois de la statique si on la faisait pour une valeur quelconque de la compression du béton; restreinte à la valeur particulière 25^{k}, elle n'implique pas nécessairement cette contradiction: son apparence arbitraire ne veut pas dire qu'elle conduise à de mauvais résultats dans le calcul des projets: elle a, au contraire, permis de déterminer d'une manière simple et uniforme les dimensions d'un très grand nombre d'ouvrages à la fois solides et économiques.

Pour pouvoir formuler des principes de calcul, toujours hypothétiques mais un peu moins arbitraires, c'est à l'expérimentation qu'il faut avoir recours.

La méthode analytique, qui consiste à expérimenter séparément sur le métal et sur le béton a fait connaître leurs lois de déformation, mais non celles du béton armé qui ne s'en déduisent pas immédiatement comme on pourrait le croire.

Il est donc indispensable de traiter le béton armé lui même par l'expérience

© École nationale des ponts et chaussées

On peut opérer par des mesures sur des échantillons de laboratoire (sur des pièces réduites ou de formes simples). Mais ces expériences n'apprennent rien sur les effets de solidarité qui, dans le béton armé, sont très marqués. Donc les expériences de laboratoire donnent des indications nécessairement insuffisantes. Et aujourd'hui que les personnes compétentes se sont mises d'accord sur les principaux points de la question, on voit que si l'on s'était borné à ces expériences, on aurait admis des idées très fausses sur la déformation du béton armé.

Les expériences faites sur des ouvrages complets donnent par contre des résultats beaucoup moins simples parce qu'à priori on ne sait pas comment se répartissent les efforts appliqués, mais on a des résultats qui tiennent compte de la solidarité. On a donc dû se résoudre à faire de nombreuses expériences sur un grand nombre d'ouvrages. C'est ainsi qu'ont procédé et les constructeurs, et ensuite la Commission française qui a préparé pendant 4 ans les Instructions ministérielles. On a fait des épreuves multiples poussées jusqu'à la rupture sur les constructions en béton armé de l'Exposition de 1900. On a, en outre, fait de nombreuses expériences de laboratoire sur des modèles réduits, mais complets, et aussi sur des pièces isolées, mais en vraie grandeur.

Nous devons d'abord dégager les principes qui résultent des expériences sur les ouvrages existants.

La solidarité des éléments d'un ouvrage; la faiblesse des effets dynamiques; la faible résistance du béton à la tension; sa grande résistance au glissement sur lui-même ou sur le métal, sont les notions principales du processus de déformation du béton armé. Elles se précisent par les lois suivantes (C.R. ac. des Sc. 1902) dans l'énoncé desquelles j'évite de préciser numériquement, le sens des déformations devant être élucidé avant leur valeur absolue.

Toute charge non encore atteinte produit une déformation permanente.

Ce n'est pas du tout le cas des ouvrages métalliques. Parfois, il est vrai, après la surcharge, on constate un abaissement permanent, mais il est toujours dû à un tassement sur appuis par exemple des plaques de plomb interposées entre les appuis en maçonnerie et les poutres métalliques.

On contraire dans le béton armé des surcharges normales en service produisent une flèche permanente.

La déformation est élastique sous les charges déjà atteintes.

La déformation permanente une fois produite par une certaine surcharge n'augmente pas sous l'action d'une charge égale appliquée ultérieurement.

La flèche élastique croît plus rapidement que la charge.

C'est une conséquence des deux premières lois. Pour expliquer ces trois lois, il suffit d'une hypothèse unique, confirmée d'ailleurs par l'expérience, c'est celle de la fissuration immédiate du béton dans toutes les parties tendues, les modules d'élasticité restant indépendants des efforts dans toutes les fibres demeurées continues.

Si l'on emploie les appareils de mesures usuels à étudier les déformation superficielles du béton, on constate que deux appareils placés à la suite l'un de l'autre accusent souvent, l'un une déformation nulle, l'autre un très grand allongement. Il y a fissuration ou striction, dans ce cas, sur la fibre où est placé le second appareil.

Nous sommes ainsi conduits à expliquer le processus de déformation par l'hypothèse que partout où il y a tension, il y a fissure.

Une charge quelconque produit ainsi une déformation permanente par la création de nouvelles fissures, ou l'allongement des précédentes. L'hypothèse rend aussi compte de la déformation élastique pour les charges déjà atteintes puisqu'on a affaire au même solide géométrique.

De mêmes les flèches doivent croître plus rapidement que les charges si la fissuration du solide progresse.

L'explication subsiste même quand on n'exerce sur le béton que des efforts de compression, attendu que le gonflement transversal qui en résulte doit produire une fissuration longitudinale. Cette hypothèse a l'avantage, au point de vue scientifique, de se rattacher aux innombrables faits recueillis et mis en lumière par M. Hartmann et qui montrent, dans tous les solides, la localisation des déformations permanentes.

Donnons maintenant les indications utiles sur les valeurs numériques des déformations.

Déformations dues à des efforts d'extension.

Bien qu'il se produise des fissures, celles-ci se localisant le

béton armé n'est pas désagrégé par des efforts d'extension même importants. Quel allongement le béton peut-il subir sans se fissurer ? D'après de nombreuses expériences exécutées par M. Considère, puis par la Commission du béton armé, il y a fissuration pour un allongement d'environ 1/10000. Ces expériences sont très délicates à exécuter à cause de la difficulté d'éviter tout effort de flexion dû à une traction excentrée ou à toute autre cause et qui développerait des efforts de traction beaucoup plus considérables que ceux que l'on croirait avoir exercés. Beaucoup d'expérimentateurs ont été ainsi amenés à admettre des charges de rupture trop faibles ; ce sont les maxima trouvés, et non les moyennes, dans ce cas, qui se rapprochent le plus de la vérité. A quel effort par centimètre carré correspond cet allongement ? L'expérience montre que dans le béton armé, l'effort est de 3 à 6 kilogs par centimètre carré.

Au delà, les fibres paraissent s'allonger presque indéfiniment.

Monsieur Considère avait proposé (Congrès de 1900) de prendre cette loi comme base du calcul des fatigues. D'accord avec tous les constructeurs, la Commission a été d'avis de ne pas tenir compte de la résistance à l'extension dans le calcul des efforts locaux au point considéré. Mais dans toutes les équations exprimant des déformations soit en vue du calcul des flèches, soit en vue des efforts locaux, on doit tenir compte de cette résistance. Tout le monde est d'accord sur ce dernier point.

Il y a là une complication ; mais elle paraît inévitable puisque l'expérience montre que dans toute section il peut se produire une fissure tandis que les déformations d'ensemble ne sont pas beaucoup augmentées même par un grand nombre de fissures coupant une même fibre.

Déformations dues à des efforts de compression.

Si on exerce sur une pièce de béton armé des efforts de compression continuellement croissants, la déformation, on l'a dit plus haut, croît plus vite que la charge ; le module d'élasticité apparent diminue donc quand la charge augmente. Pour les efforts modérés, la compressibilité est 10 à 15 fois celle du métal.

Le béton non armé est seulement 10 fois plus compressible que le métal sous les charges usuelles.

Cisaillement.

Le glissement du béton sur lui-même et sur le métal a la même valeur : de 20 à 40 kilogs par centimètre carré. Comme pour le cas de l'extension, les expériences sont forcément faites avec peu de précision, et les dispositifs les plus variés tendent à minorer la résistance apparente en produisant des ruptures par extension.

La résistance vraie par cisaillement paraît donc plus près de 40 kilogs que de 10 kilogs.

Ces trois dernières lois ne suffisent pas pour établir les calculs. De même que dans les ouvrages en matériaux homogènes, il faut faire intervenir une loi complémentaire relative au mode de déformation de la section droite d'une pièce.

Pour les ouvrages métalliques et en maçonnerie on admet l'hypothèse dite de Navier, consistant dans l'invariance de la forme plane de cette section : On est conduit par analogie, à supposer la même loi pour la déformation du béton armé ; la Commission a donc essayé d'en faire une vérification expérimentale. On savait que, pour le métal, même sur les pièces très élancées, elle se vérifie assez mal avec les sections en T en I ou en L. La loi s'est vérifiée encore plus mal dans les pièces en béton armé ; elle a surtout été reconnue inexacte aux environs des points ou agissent des charges ou des réactions locales, ce qui était à prévoir puisque ce sont les points où dominent les efforts tranchants. En ce qui concerne les déformations à la surface du béton, les divergences ne sont pas beaucoup plus grandes que pour des pièces métalliques. Mais pour savoir si les armatures se déforment en concordance avec la surface, il faut faire des trous dans le béton et y introduire les appareils de mesure. La grande difficulté est d'avoir des attaches des appareils sur les armatures qui soient rigoureusement fixes. Cette condition n'a pu être satisfaite d'une manière indiscutable, et la conclusion négative des expériences ne peut être affirmée jusqu'à nouvel ordre.

Nous admettrons donc la loi de Navier provisoirement, comme une hypothèse simple et commode, mais sans croire à son exactitude.

D'après ce qui vient d'être dit la déformation sous charges usuelles du béton pourvu d'armatures diffère de celle du béton non armé en ce que la compressibilité apparente du béton pourvu d'armatures varie, suivant les cas de une fois à une fois 1/2 celle du béton non armé.

Cette variation a été mise en lumière par les expériences de la Commission sur des poteaux en vraie grandeur. Quand un poteau en béton avec des armatures longitudinales est chargé de bout, on constate d'abord que sauf vers les extrémités, il n'y a pas de glissement du métal sur le béton, c'est-à-dire que, dans une section quelconque, le métal et le béton se raccourcissent également. Comme on connaît le module d'élasticité du métal, on en déduit la part de la charge qu'il a prise pour lui, on peut donc calculer par différence la charge supportée par le béton et déduire de la déformation du béton son module d'élasticité.

Plus les armatures ont de surfaces plus le module ainsi calculé est faible. On s'est demandé si cela ne tenait pas à ce que la multiplicité des armatures oblige à augmenter la proportion d'eau dans le béton (pour le rendre plus plastique). Des expériences comparatives avec un dosage d'eau identique ont montré qu'il n'en est rien et que cette explication doit être écartée. On a cherché alors si cela ne tenait pas à une différence dans l'efficacité du pilonage, qui décroît à mesure que les armatures sont plus nombreuses. On a fait des expériences comparatives en pilonant d'une façon identique, et on a reconnu que telle n'était pas non plus la cause de la différence en question. La seule explication qui ait été proposée et que des expériences comparatives n'aient pas écartée est tirée du fait du retrait. Le béton est gêné dans son retrait et cela d'autant plus qu'il y a plus de surface d'armatures. Le retrait étant incomplet le béton moins compacte peut être effectivement plus compressible. Cette explication demanderait à être confirmée elle-même par des expériences comparatives qui n'ont pas encore été entreprises.

Avant d'entrer dans le détail des instructions ministérielles, nous traiterons un point nécessaire à élucider en premier lieu, c'est la question des limites de fatigue.

Il ne suffit pas de connaître les lois de la déformation, il faut aussi savoir quelles sont les limites à ne pas dépasser pour la fatigue des pièces sous les charges auxquelles les constructions doivent être soumises.

Ces limites s'établissent en considération des valeurs des efforts de même genre qui déterminent la rupture.

On nomme coefficient de sécurité le rapport entre l'effort de rupture et le maximum de fatigue réalisé en service ou pendant les épreuves des ouvrages.

Les Instructions ministérielles fixent les coefficients de sécurité et les spécifient qu'on les appliquera aux fatigues calculées sous l'action des charges que les ouvrages doivent réellement supporter.

Quelques ingénieurs pensent que la limite de fatigue doit au contraire être appliquée à une fatigue fictive calculée avec le module d'élasticité correspondant aux charges voisines de la rupture. Ces ingénieurs font remarquer que c'est la rupture qu'il faut éviter et que c'est par conséquent la loi de déformation *in extremis* (au moment qui précède la rupture), que doivent exprimer les formules du calcul.

Dans la Commission française du béton armé, les deux thèses ont été soutenues : La majorité a oscillé et finalement conclu en faveur du second système, mais c'est le premier qui a prévalu dans les Instructions ministérielles, sur l'avis de la Commission nommée par le Conseil Général des Ponts et Chaussées et présidée par Monsieur l'Inspecteur Général Maurice Lévy.

Les principales raisons invoquées devant ces deux Commissions par les partisans des formules réelles sont résumées ci-dessous.

Dans les calculs des ouvrages métalliques, tous les ingénieurs admettent que le métal se déforme élastiquement avec un module d'élasticité qui pour l'acier est environ 22×10^9.

Cette valeur du module correspond aux charges que les ouvrages supportent en service ou pendant les épreuves. Quand la déformation est poussée jusqu'à rupture, la valeur moyenne du module tombe à moins de la moitié de ce chiffre.

Les formules de calcul des ouvrages métalliques sont donc basées sur la loi de déformation réelle sous charge d'épreuve et non sur la loi de déformation sous charge dangereuse.

Si pour établir la résistance des ouvrages en vue de circonstances les exposant à un danger de rupture, on substituait à la valeur usuelle du module une valeur sensiblement moindre, on aboutirait à des dispositions inusitées pour tous les ouvrages ou parties d'ouvrages dans le calcul desquels intervient la valeur du module, notamment les poutres en arc, les pièces chargées de bout, et en général tous

les systèmes dont les réactions ne sont pas calculables par la statique.

Quand on parle d'exprimer dans les calculs de résistance la loi de déformation sous charge dangereuse, on croit pouvoir établir ainsi la marge de sécurité en vue des circonstances qui peuvent amener la ruine de l'ouvrage, et augmenter de cette manière, la sécurité effective; mais cette intention ne pourrait se réaliser que si l'ouvrage devait périr par exagération des charges prévues et même par majoration proportionnelle de tous les éléments de ces charges. La pratique nous apprend que ce n'est pas ainsi que les choses se passent: les charges prévues ne dépassent jamais que de très peu la valeur qui leur a été assignée dans les calculs et c'est à des causes prévues et incalculables que sont dus les efforts qui produisent la rupture. Dans l'ignorance où l'on se trouve des causes qui feront périr un ouvrage et surtout de la manière dont ces causes agiront, il n'y a qu'une chose certaine, c'est que les différents éléments des efforts prévus ne seront pas majorés proportionnellement au moment de la rupture. Cela est de toute évidence pour celui d'entre eux qui est le plus important dans les ouvrages en béton armé, à savoir la fatigue due à la charge permanente, puisque cette charge n'est pas appelée à varier, et que si on vient à modifier un ouvrage en le rendant plus lourd, c'est là un nouveau projet qui donne lieu à de nouveaux calculs.

D'autre part le système des fatigues fictives rendrait les calculs inexacts toutes les fois qu'il s'agit de systèmes hyperstatiques et même pour un ouvrage quelconque quand il y aurait à déterminer les flèches.

Les mêmes raisons existent en ce qui concerne le béton armé. Elles sont même plus puissantes dans ce second cas parce qu'en matière de béton armé, ce n'est pas seulement pour les arcs, les pièces chargées de bout, etc.... mais pour tous les ouvrages et toutes les parties d'ouvrage sans aucune exception que les modules d'élasticité interviennent dans les calculs.

Mais il y a d'autres considérations qui rendent les formules fictives basées sur la rupture encore moins admissibles pour le béton armé que pour le métal.

C'est d'abord le fait que dans le béton armé les malfaçons et le défaut de qualité des matériaux sont beaucoup plus à craindre et constituent la cause la plus fréquente de ruine des ouvrages.

En outre

l'application du système au béton armé aboutit à des impossibilités flagrantes.

Des formules fictives basées sur la déformation de rupture peuvent bien s'établir pour le cas d'un mode de déformation simple, compression ou flexion. Mais dès que deux modes de déformation se combinent entre eux les formules fictives ne peuvent plus être appliquées sans contradiction : les deux déformations qu'elles accusent ne sont pas susceptibles d'addition puisque ce ne sont pas des déformations réelles ; leur emploi constituerait donc un non sens.

D'autre part dans presque tous les calculs de béton armé les modules d'élasticité des matériaux, fer et béton ne figurent que par leur rapport $\frac{E}{E'}$. Si l'on admettait que la valeur de ce rapport à introduire dans les formules dût être celle qui correspond à une rupture imminente ; il y aurait à envisager deux cas :

1° Rupture par allongement des armatures :

Dans ce cas E (acier) diminuant beaucoup plus que E' (béton) et devenant en tout cas moindre que la moitié de sa valeur primitive la valeur finale à admettre pour $\frac{E}{E'}$ serait inférieure à 5.

2° Rupture par écrasement du béton :

$\frac{E}{E'}$ devrait être supérieur à 10 et probablement égal au moins à 30.

Mais la pratique nous apprend que la rupture des ouvrages par écrasement du béton est un fait extrêmement rare qu'on n'est même pas bien sûr d'avoir jamais observé.

Cette seule remarque doit, à notre avis, faire rejeter les formules fictives fondées sur $\frac{E}{E'} = 15$.

Si l'on admettait le principe des formules fictives c'est au contraire $\frac{E}{E'} = 5$ qu'il serait logique d'admettre pour tenir compte du mode de rupture le plus probable.

Limites de fatigue (Instruction du 20 octobre 1906).

Pour l'acier, on admet que le coefficient $E = 22 \times 10^{10}$ pour la tension et la compression. La limite pratique de fatigue se détermine en prenant un coefficient de sécurité de 2, en considérant comme limite dangereuse la limite d'élasticité du métal. Cette règle est admise par tout le monde pour

le béton armé, car le béton se désagrège pour de grands allongements du métal. La limite d'élasticité de l'acier courant pour armatures étant de 2400 kg, les efforts ne doivent pas dépasser 1200 kg.

En ce qui concerne l'extension on doit supposer la résistance du béton nulle et la section fissurée, et ne pas tenir compte du béton dans les calculs de traction. Au contraire, il faut en tenir compte pour le calcul des déformations (des flèches par exemple) des ouvrages hyperstatiques nécessaires au calcul des moments de flexion, et la plupart des ouvrages en béton armé sont hyperstatiques. On admet alors, pour ce cas, que le béton ne doit pas se déformer de plus de $\frac{1}{1000^e}$, et que le module d'élasticité, pour des déformations croissant de 0 à 0,001, varie de $\frac{E}{10}$ à 0. On simplifie cette hypothèse en adoptant un module constant, soit $\frac{E}{10}$, soit 0. Le premier cas est le même que celui de la compression, le deuxième admet une tension constante pour toutes les parties tendues. Du reste, peu de calculs de ce genre ont été faits jusqu'à ce jour. La résistance des matériaux est encore en grande partie à créer pour le béton armé.

Dans le deuxième cas la tension a une valeur constante comprise entre 3 et 6 kilogs. Ces deux méthodes s'éloignent autant de la formule exacte. On peut employer la deuxième au cas de forte tensions, et la première au cas de tensions faibles, ce que quelquefois on sait d'avance.

Pour le cisaillement ou glissement du béton sur lui-même ; la limite admise est 10 fois moindre que pour la compression, soit 11 kg au lieu de 115 kg. Ce chiffre de 115 kg est relatif au béton non fretté ; pour le béton dont les frettes empêchent le gonflement, on se sert de la formule $115(1+m\omega)$, ω représentant le pourcentage ou rapport du métal au volume total et m variant de 8 à 32 selon l'importance du frettage.

Ces limites s'appliquent au béton dosé à raison de 300 kg de ciment. Avec des dosages supérieurs on augmente les limites de fatigue comme l'indique la circulaire

Pour la limite de fatigue du béton à la compression (art. 4) la Commission, après discussion sur le point de savoir si l'on prendrait le tiers ou le quart de la résistance à l'écrasement, s'est décidé pour le coefficient 0,28.

Les

Les résistances des différents bétons sont les suivantes :

Béton à	300 K	350 K	400 K
après 28 jours de prise	107	120	130
——— 90 ———	160	180	200

Les $\frac{28}{100}$ de 160 donnent le chiffre de 45 K déjà indiqué plus haut, (pour le béton usuel à 300).

Pour le béton fretté, il ne faut pas oublier de multiplier ce chiffre par le coefficient indiqué plus haut.

L'article 9 indique que l'on doit tenir compte des effets thermiques et de ceux du retrait du béton.

En ce qui concerne les variations de température, leur effet est beaucoup moindre que dans le cas des ouvrages métalliques, car le béton est un mauvais conducteur. Le massif prend la température de l'extérieur, moyenne diurne seulement, à l'exclusion des maxima ou minima journaliers. En fait les déformations paraissent plus faibles que ne l'indique cette considération théorique. Il y a là quelque chose d'inexpliqué ; peut-être le module d'élasticité est-il fonction de la température, avec un sens de variation favorable à la stabilité.

Les effets du retrait sont encore moins connus. On ne sait pas s'ils ont une importance persistante au point de vue de la fatigue. On sait que le retrait raccourcit le béton d'un quart de millimètre par mètre, un peu moins s'il a fait prise sous l'eau. Il en résulterait pour les armatures une compression préalable pouvant atteindre 5 Kg par mmq., pour un faible pourcentage et pour le béton une tension préalable pouvant produire de nombreuses et importantes fissures : on n'en observe qu'avec des dosages en ciment supérieurs à 300 K. On ne sait pas si cela se produit exactement : c'est peu probable, et jusqu'à présent aucun constructeur n'en a tenu compte. Si on devait le faire, il y aurait lieu de relever les limites de fatigue admises. Dans l'hypothèse indiquée plus haut le métal travaillerait à 12 + 5 = 17 s'il est comprimé, et à 12 − 5 = 7 K s'il est tendu.

a) <u>Cas de la compression simple.</u> — On admet que le métal apporte un supplément de résistance proportionnel au coefficient d'équivalence m qui varie de 10 à 1 selon le cas. La section fictive totale est

$$\Omega = \Omega_b + m\Omega_a$$

b) Cas de la flexion. — On se sert d'un seul coefficient et du rapport m. Il faut déterminer le centre de gravité total, en composant les centres de gravité partiels et en multipliant par m la surface du métal.

On écrit que dans une section donnée 1° les forces extérieures équilibrent les forces extérieures ce qui détermine l'axe neutre, 2° les moments des forces intérieures et extérieures sont égaux ce qui donne la force de flexion. La circulaire donne les formules pour un hourdis nervé. Approfondissons ici le cas plus simple d'un hourdis rectangulaire, avec armature travaillant à l'extension, située à la distance h du plan supérieur. Négligeons le béton qui se trouve au dessous de cette armature et qui est tendu (la hauteur de cette couche de béton est de 2 à 3 centimètres.

ω'
0.00152
0,00198
0,00250
0.00310
0.00379
0.00457
0.00544
0.00643
0.00753
0.00876
0,01013
0,01164
0,01333
0,01521
0,01729
0,01959
0,02215
0,02500
0,02817
0,03170
0,03564
0,04005
0,04500

Soit y, la distance de la fibre neutre. Posons

$$y = hz$$

Écrivons l'équilibre des forces en projection : l'aire du triangle est égale à celle du petit trapèze de métal

$$\frac{z^2}{2} = m\omega' (1-z) \qquad (1)$$

ω', pourcentage, est égal à $\frac{\omega'}{bh}$, ω' étant la section totale de l'armature. L'équation 1 donne z ; une seule des deux racines est inférieure à 1 et convient. En pratique même on ne la résout pas : une table à simple entrée donne z en fonction de ω'. Ce pourcentage varie de 0,0025 à 0,05. Pour $m = 10$, on a :

z	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
ω'	0,0025	0,0064	0,0133	0,0250	0,0450

La fibre neutre est toujours par rapport à la face supérieure à plus du $\frac{1}{5}$ et moins des $\frac{3}{5}$.

Pour écrire la deuxième équation (des moments) au lieu de faire intervenir les moments d'inertie, on se sert de la force de flexion F

$$F = \frac{M}{D}$$

en appelant D le bras de levier du couple, donné par la formule

$$D = h\left(\frac{2}{3}z + 1 - z\right) = \frac{3-z}{3}h \qquad \frac{3-z}{3}h.$$

et M le moment de flexion

$$F = \frac{3M}{(3-z)h}$$

Pour avoir la fatigue, on divise par les sections du métal et du béton.

Pour le métal

$$R = \frac{F}{\omega} = \frac{F}{\omega'bh} = \frac{M}{\omega'bh} \times \frac{3}{3-z}$$

Pour le béton armé $f^{lle} = 14^k$

© École nationale des ponts et chaussées

Pour le béton on double la fatigue : (règle du triangle)

$$R_b = \frac{2F}{bh^2} = \frac{M}{bh^2}\left(\frac{6}{3-z}\right)$$

On voit que R_a dépend de z et de ϖ'. Si l'on compare les valeurs de R_a et R_b avec la valeur R donnée par une plaque non armée :

$$R = \frac{6M}{bh^2}$$

On trouve

$$R_a = \frac{2R}{\varpi'(3-z)}$$

$$R_b = \frac{R}{z(3-z)}$$

Au cas où l'on calculer les flèches, la résistance à l'extension du béton intervient. L'équation (1) devient, si on y ajoute l'aire du triangle inférieur :

$$\frac{z^2}{2} = m\varpi'(1-z) + \frac{(1-z)^2}{2}$$

Au cas général on applique le même principe. Dans le calcul de la fibre neutre, z est donné par une équation du deuxième degré dans le cas de flexion simple ; cette équation s'abaisse même au premier, si on néglige la partie hachurée de la nervure (partie faible en général). Dans l'équation des moments, il est plus commode de garder les moments d'inertie.

L'aire totale $\Omega = \Omega_b + m\Omega_a$

$$I_t = I_b + mI_a .$$

En appliquant les formules de la résistance des matériaux :

$$R = \frac{M}{\frac{I_t}{V}}$$

S'il y a compression en même temps :

$$R = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{\frac{I}{V}}$$

On peut aussi traiter le cas de poteaux de piles, qui sont soumis à la fois à la compression et à la flexion. Si les deux travées adjacentes sont chargées, il y a compression simple, avec possibilité de flambement, surtout au cas du béton fretté. Si l'une des travées est seule chargée, il y a de plus de flexion.

Pour le flambement, la circulaire indique la règle de Rankine :

$$\frac{N}{\Omega}\left(1+\frac{K l^2}{10000\, r^2}\right) < R_1 \qquad \text{(art. 12)}$$

Les différentes valeurs de K sont données par un tableau (1) pour les pièces à section constante. Or on ne peut considérer la section comme constante même quand elle l'est, que quand la fibre neutre y est toujours placée de même ; en général sa position varie parce qu'on néglige les portions tendues du béton. L'application de ce tableau aux pièces très fléchies, où la fibre neutre est à l'intérieur, ne doit donc pas être faite sans discussion préalable.

Remarques au sujet du calcul des hourdis.

La circulaire ministérielle indique pour le calcul des hourdis un certain nombre de règles empiriques. Ces indications prouvent qu'il n'est pas aisé de suivre rigoureusement la prescription de l'article des Instructions qui interdit les méthodes de calcul non scientifiques.

On peut reprocher, en outre, à ces règles, de ne pas être nouvelles et de se substituer à d'autres depuis assez longtemps en usage parmi les constructeurs et qui ont reçu, elles, la consécration de la pratique. Les formules citées dans la circulaire n'ont été encore appliquées par personne et une véritable valeur ne pourra leur être reconnue que quand elles auront été suffisamment employées.

La première de ces règles est relative à la largeur de hourdis qu'il faut admettre comme participant à la résistance d'une nervure dans la flexion. Les constructeurs ne se sont pas préoccupés de limiter cette largeur, et ils n'ont pas exagéré pour cela l'espacement des nervures. Aucune limitation de ce genre n'est prescrite non plus pour la largeur des plates-bandes des poutres métalliques.

D'après la circulaire, cette largeur λ doit être en rapport avec l'écartement des nervures et leur portée L : il est recommandé de ne jamais dépasser pour λ le tiers de la portée L des nervures, ni les $3/4$ de leur écartement l. On ne s'explique pas très bien la condition $\lambda < 3/4\, l$. En effet quel que soit le rapprochement des nervures on

(1) Le texte du tableau de la page 23 contient une erreur : la valeur de K, pour la pièce encastrée aux deux extrémités, est 1/2

© École nationale des ponts et chaussées

n'arriverait jamais avec cette règle à utiliser la largeur totale du hourdis, tandis qu'on doit évidemment pouvoir le faire avec des nervures suffisamment rapprochées.

La deuxième règle empirique donnée par la circulaire est relative à la manière de calculer l'effet d'une charge concentrée, par exemple une roue sur une chaussée.

Si, surtout au point de vue des efforts tranchants, on supposait la charge concentrée en un seul point on arriverait à des épaisseurs de hourdis exagérées.

La circulaire dit qu'en considérant en plan deux nervures on peut admettre que la charge concentrée est assimilable à une charge uniformément répartie sur un rectangle ayant cette charge pour centre, ses côtés parallèles aux nervures ayant un écartement e égale à la somme des épaisseurs

1° du hourdis lui même

2° s'il y a lieu du remblai et de la chaussée qu'il porte; ses côtés, perpendiculaires aux nervures ayant pour écartement $e + \frac{4}{3}$, H étant l'écartement des nervures.

La troisième règle empirique de la circulaire est relative à un hourdis rectangulaire porté par ses 4 côtés.

Le problème de la déformation des plaques n'a jamais été traité correctement par le calcul ni expérimenté d'une façon probante.

Si le hourdis a deux cours de nervures orthogonales on calculera chacun d'eux comme travaillant à la flexion dans le sens, de la longueur L des barres correspondantes. On multipliera les charges par le coefficient de réduction

$$\frac{1}{1 + 2\frac{L^4}{L'^4}}$$

On fera de même en permutant L et L' pour obtenir le moment de flexion dans le sens de la portée L'.

Calcul des efforts d'adhérence : — Jusqu'à présent aucun constructeur n'avait tenu compte de ces efforts. L'expérience a montré que dans certains cas, ils peuvent être exagérés mais en général l'adhérence est plus que suffisante quand les autres conditions sont remplies.

Faisons une section longitudinale dans un hourdis simple. Considérons deux sections transversales infiniment voisines. Exprimons que le cylindre d'armature compris entre ces deux sections est en équilibre sous l'action des efforts d'adhérence qui l'exercent sur la partie cylindrique et les efforts de

tension appliqués à ses bases.

Soit α l'adhérence par unité de surface, χds la surface cylindrique, et F la force de tension. On aura

$$\alpha \chi\, ds = \frac{\partial F}{\partial s}\, ds$$

Mais on a vu que l'effort de tension F était égal à $\frac{M}{D}$, M étant le moment de flexion et D le bras de levier du couple du moment de flexion

$$\alpha \chi\, ds = \frac{\partial \frac{M}{D}}{\partial s}\, ds = \frac{T\, ds}{D}$$

En supposant D constant

$$\alpha = \frac{T}{\chi . D}$$

T étant l'effort tranchant. Cette formule est rigoureuse quand D est peu variable avec ds ce qui est vrai dans la pratique.

Calcul des efforts de cisaillement. — Envisageons le glissement du béton sur lui-même suivant une section mn de dimensions ds et si nous appelons f la résistance au cisaillement par unité de surface on a

$$f\, b\, ds = \frac{T\, ds}{D} \quad \left(= \frac{\partial \frac{M}{D}}{\partial s}\, ds = \frac{T\, ds}{D} \right)$$

ou $$f = \frac{T}{bD}$$

Dans une pièce dont la section est en partie tendue et en partie comprimée c'est dans le plan des fibres neutres que se trouve le maximum de l'effort de cisaillement.

Calcul des armatures transversales dans les pièces fléchies. Ces armatures ont pour but de résister aux efforts de cisaillement et aux efforts d'arrachement. Elles sont généralement beaucoup plus rapprochées aux extrémités qu'au milieu.

Les expériences montrent que les armatures transversales empêchent la rupture par l'effort tranchant. On a remarqué, soit sur les constructions existantes, soit dans des expériences de laboratoire, qu'il se produit des fissures voisines des appuis et inclinées environ à 45°. Elles tendent à détacher un trapèze de béton, et cela par arrachement. D'où la nécessité d'armatures transversales dans la flexion sauf dans les pièces de peu de hauteur ou les

© École nationale des ponts et chaussées

armatures en long agissent assez par leur résistance au cisaillement.

Considérons une de ces fissures que nous supposerons inclinée exactement à 45° : cette fissure est coupée par un certain nombre d'armatures verticales. Ce sont en général des fers de petite section 2 à 3 cm × 2 à 3 m/m. Soit w cette section.

Appelons T l'effort tranchant.

Soit a l'espacement des armatures dans la région de la fissure. Le nombre des armatures placées sur la fissure sera $\frac{h}{a}$, h étant la hauteur de la poutre de béton. La section totale des armatures est donc $\frac{h}{a} w$. Il faut pour que l'arrachement ne se produise pas que l'on ait

$$T \leq \frac{h}{a} w R_a$$

R_a étant la fatigue imposée au métal des armatures. On

$$a \geq \frac{Th}{wR_a}$$

Si on trace les droites représentant les variations de l'effort tranchant le long de la poutre, on pourra déduire des ordonnées successives de ces droites les espacements à donner aux armatures verticales.

Formules directes pour les hourdis sans nervures. — Il est nécessaire d'avoir pour les calculs des formules simples, mais il importe, quand on emploie des formules simplifiées, de limiter le champ d'application de ces formules. Cette limitation nous conduit à la notion des pièces équilibrées.

On appelle pièces équilibrées celles où le béton et le métal atteignent simultanément leur limite de fatigue. On a quelquefois cru que ces pièces devaient être les plus économiques, mais cette règle ne peut être exacte puisqu'elle ne tient aucun compte des prix relatifs des divers matériaux et de la main d'œuvre.

Dans un hourdis équilibré, si nous diminuons le pourcentage du fer c'est le fer qui atteindra le premier sa limite de fatigue et inversement si nous diminuons la proportion de béton, c'est celui-ci qui atteindra d'abord sa limite de fatigue. Donc selon qu'un hourdis a un pourcentage plus faible ou plus fort que celui des hourdis équilibrés ce sera la fatigue du métal ou celle du béton seule qu'il sera utile de vérifier.

Voyons donc quel est le pourcentage d'un hourdis simple dit équilibré.

Nous avons vu plus haut qu'en désignant par R_a et R_b les fatigues

© École nationale des ponts et chaussées

du métal et du béton et par ϖ le pourcentage, on a

$$R_a = \frac{M}{bh^2} \times \frac{3}{\varpi(3-z)}$$

$$R_b = \frac{M}{bh^2} \cdot \frac{6}{z(3-z)}$$

z étant donné par l'équation

$$\frac{z^2}{2} = m\varpi(1-z)$$

On en tire

$$\frac{R_a}{R_b} = \frac{z}{2\varpi}$$

Or $\quad \frac{R_a}{R_b} = \frac{1200}{45} = \frac{80}{3}$

Donc $\quad \frac{z}{2\varpi} = \frac{80}{3}$

$$2\varpi = \frac{3z}{80}$$

Or pour les hourdis non nervés m est d'environ 10.

En remplaçant ϖ et m par leur valeur dans l'équation qui donne z il vient

$$8z = 3 - 3z$$

$$z = \frac{3}{11}$$

d'où $\quad \varpi = \frac{9}{1760} = 0{,}0051$

Tel est le pourcentage des hourdis équilibrés. Donc la fatigue du métal n'a besoin d'être vérifiée que si le pourcentage est $< 0{,}005$.

Au dessus de ce chiffre on n'a à vérifier que la fatigue du béton.

Au lieu d'effectuer les calculs indiqués par l'ensemble des formules ci-dessus, on peut faire usage des formules suivantes qui ne sont qu'approximatives mais très suffisantes.

Fatigue du métal $\quad R_a = \left(20 + \frac{10}{m\varpi}\right) \frac{M}{bh^2}$

Quand $m = 10$

$$R_a = \frac{M}{bh^2}\left(20 + \frac{1}{\varpi}\right)$$

Fatigue du béton

$$R_b = \frac{3}{\sqrt[3]{m\varpi}} \cdot \frac{M}{bh^2}$$

Calcul du béton fretté proprement dit. — La façon dont les règles relatives au béton fretté sont exposées dans la circulaire est un peu compliquée parce qu'on a voulu faire rentrer ce cas limite dans le cas général.

Des formules propres du béton complètement fretté peuvent s'établir plus simplement. La résistance du béton fretté est celle qui résulte des armatures longitudinales augmentée de celle qui résulte des armatures transversales, cette dernière étant obtenue en multipliant par le coefficient 2,4 la résistance que donneraient les armatures transversales transformées en armatures longitudinales de même pourcentage. C'est sous cette forme que M. Considère a énoncé d'abord la règle. Si donc ω et ω' sont les pourcentages respectifs du métal employé dans les armatures longitudinales et dans les armatures transversales, la résistance du béton fretté est la même que celle du béton armé longitudinalement de pourcentage $\omega + 2{,}4\,\omega'$.

La valeur numérique 2,4 a été obtenue par des expériences. On peut se rendre compte des parts respectives qui reviennent dans ce coefficient à la cohésion et au frottement du béton.

Pour cela envisageons un système de construction dont la possibilité a été signalé par le Général Beaucellier mais qui n'a jamais été réalisé.

Supposons que nous fassions porter les charges par des pistons s'enfonçant dans des tubes métalliques pleins d'eau de diamètre d et d'épaisseur e.

Soit P la pression s'exerçant sur un de ces tubes. La tension qui en résulte dans le métal du tube est d'après une formule facile à établir

$$\frac{2P}{\pi De}$$

Si on chargeait directement le tube métallique sans l'intermédiaire de l'eau la compression du métal serait $\frac{P}{\pi De}$. La présence de l'eau transforme donc l'effort de compression en un effort d'extension latérale double, mais elle permet d'éviter le flambage.

Donc la cohésion et le frottement du béton sur lui-même, en admettant le coefficient 2,4 de M. Considère, ont pour effet de quintupler l'efficacité de l'armature par rapport à un remplissage sans résistance propre à la déformation (eau).

Or le frottement du béton sur lui-même est de 0,75. Il est facile de voir qu'une masse pulvérulente multipliée par $1-f$ approximativement les efforts verticaux pour les transformer en efforts transversaux.

Or $1-f = \frac{1}{4}$.

S'il y a seulement du frottement en jeu, ce frottement suffit pour doubler l'efficacité des armatures. Il reste 0,4 ou $\frac{1}{2}$ environ pour l'efficacité de la cohésion.

Manière de traiter le concours. — L'objet du concours sera le calcul d'un pont à poutres droites supporté par des poteaux.

Pour le calcul des poteaux il faut se placer dans une double hypothèse.

1er Cas. — La surface totale du pont est surchargée et alors il faut calculer le poteau pour résister à la compression et au flambage.

2e Cas. — Une seule des travées adjacentes est surchargée. Alors il faut calculer le poteau pour résister à la flexion et à la compression cumulées.

Les poutres sont les pièces longitudinales qui portent le pont. Dans leur calcul il faut toujours envisager la section complète de l'ouvrage, les deux nervures et le hourdis, et étudier une travée complète ainsi constituée.

Il y a un seul point délicat : c'est la détermination des moments de flexion. Il y a solidarité des travées entre elles, et avec les poteaux. On ne doit pas se lancer dans l'application des formules de résistance des travées solidaires sur béquilles. Il faut se contenter d'approximations.

M. Hennebique a indiqué le moyen le plus simple d'aborder les calculs. Il considère les foyers ou points morts de la flexion. La position de ces foyers varie peu avec les surcharges. Ils sont toujours placés entre le 1/4 et le 1/5 des travées à partir des extrémités. On pourrait presque négliger leurs variations dans les ponts en béton armé car pour ceux-ci les surcharges sont peu de chose vis à vis de la charge permanente. Alors la besogne est simplifiée car on n'a plus à considérer que des systèmes statiques résultant de la brisure des poutres aux foyers, poutres à travées indépendantes entre 2 foyers, consoles sur les poteaux.

Pour les poteaux, on connaît la valeur de la résultante de compression et son point d'application. Il suffit donc d'appliquer les formules contenues dans la circulaire.

Pour les fondations de poteaux il faut tenir compte de l'excentricité

des charges, qui n'est pas à négliger dans le sens de la longueur.

Dans le sens transversal il n'y a pas à s'en préoccuper.

Il faut ensuite étudier le hourdis du pont avec les nervures qu'il comporte.

Les surfaces rectangulaires appuyées sur leurs 4 côtés se calculent comme on l'a indiqué précédemment.

Le hourdis supporte deux compressions ; l'une résultant des poutres, l'autre des longerons, c'est la somme des deux qui ne doit pas dépasser la valeur donnée dans la circulaire.

Enfin les trottoirs se calculent comme des consoles.

Poids du béton armé. — Le poids varie avec le pourcentage de la façon suivante :

Sable et gravier

$$1.20 \times 1750^{k} = 2100^{k}$$

Ciment — 300

Poids du m.c de béton 2.400.

Soit ϖ le pourcentage du métal. Il produit une augmentation de poids

$$\varpi\,(7800 - 2400) = 5400\,\varpi$$

En prenant $\varpi = \frac{p}{100}$

p étant le nombre d'unités du pourcentage,

le poids du béton armé est donc

$$P = 2400\left[1 + \frac{5400p}{240.000}\right] = 2400\left(1 + \frac{p}{40}\right)$$

Pour $p = 2$ qui est le cas moyen on trouve $P = 2500$

et pour $p = 10$ qui est le maximum pratique réalisable dans le béton fretté

$$P = 3000$$

Annexe

au Cours de Construction en béton armé.

Instructions Ministérielles
du 20 Octobre 1906.

République française.

Paris, le 20 Octobre 1906.

Le Ministre

à Monsieur Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, à

En présence du développement que prennent les applications du béton armé aux travaux publics, il est nécessaire de faire connaître aux Ingénieurs les conditions générales, moyennant lesquelles les constructions faites avec cette matière nouvelle présentent les mêmes caractères de stabilité et offrent au public les mêmes garanties de sécurité que celles qui sont édifiées avec les matériaux anciennement éprouvés.

La question a fait l'objet de longues études et de recherches expérimentales, qui se sont poursuivies durant trois années, pour aboutir au dépôt d'un rapport dont le Conseil général des Ponts et Chaussées a été saisi et qu'il a renvoyé à une Commission spéciale composée d'inspecteurs généraux.

Sur le rapport de cette Commission, en date du 20 juillet 1906, dont une copie est annexée à la présente circulaire, et après une discussion approfondie, le Conseil général des Ponts et Chaussées a adopté un projet d'instructions applicables à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du ministère des Travaux Publics.

Conformément aux décisions du Conseil, j'ai approuvé ces instructions dont vous trouverez plus loin le texte.

Elles sont conformes à l'état actuel de nos connaissances en la matière, mais seront sans doute à reprendre, lorsque l'expérience des chantiers et des laboratoires, et une plus longue carrière du béton armé, auront fourni, en ce qui le concerne, des données plus certaines que celles que l'on possède aujourd'hui.

Les explications qui suivent ont pour objet de préciser, en tant que de besoin, le sens et la portée de ces instructions.

I – Données à admettre dans la préparation des projets.

A. Surcharges.

Articles 1, 2, 3. — De ces trois articles, les deux premiers se justifient d'eux-mêmes.

Le troisième, qui prescrit que les ouvrages qu'il vise seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service, semble inutile, puisque tout ouvrage doit être établi et, par conséquent, calculé en vue de sa destination. C'est bien ce qui a lieu pour les ouvrages métalliques ou autres qui ont précédé le béton armé. On les calcule en vue des charges effectives les plus grandes auxquelles on prévoit qu'ils pourront être soumis avec un coefficient de sécurité convenable, c'est-à-dire de façon telles que sous l'effet de ces charges, les forces élastiques n'atteignent qu'une fraction déterminée de celles qui seraient capables de produire la rupture.

Pour les constructions en béton armé, certains spécialistes préconisent une autre marche. Elle consisterait non pas à chercher les forces élastiques déterminées par les surcharges effectives, mais à chercher dans quelle proportion il faudrait amplifier fictivement ces surcharges pour provoquer la rupture, et c'est le coefficient d'amplification qui serait en ce cas le coefficient de sécurité.

Cette procédure, qui peut avoir son intérêt, semble pourtant ne pas devoir offrir de suffisantes garanties parce que jamais un ouvrage ne périt par amplification proportionnelle des charges qu'il a à supporter. La chute d'un ouvrage arrive soit par une cause accidentelle, soit par quelque

mal interne dont le développement finit par être fatal.

Dans ces conditions, il semble convenable de calculer les ouvrages en béton armé comme les autres pour les charges effectives les plus défavorables qu'ils pourront avoir à supporter et avec des coefficients de sécurité suffisants pour que ces charges ne puissent à aucun degré, les mettre en danger.

Ces calculs sont obligatoires. Mais si les Ingénieurs trouvent utile d'y joindre des calculs établis dans l'hypothèse de majorations des charges réelles afin de se rendre compte des charges virtuelles qui provoqueraient la rupture, ils sont libres de le faire et d'exposer les conséquences qu'ils croiront pouvoir en tirer.

B. Limites de travail et de fatigue.

Article 4. — La limite de fatigue à la compression fixée aux $\frac{28}{100}$ de la résistance à l'écrasement du béton non armé, après 90 jours de prise, est notablement plus élevée que celle généralement admise par les règlements étrangers. Les chiffres résultant de ces derniers règlements conduiraient plutôt à admettre, comme limite de fatigue à la compression d'un béton armé, le quart de la résistance à l'écrasement du béton similaire non armé après 28 jours de prise.

Or si on compare les deux règles pour les trois sortes de bétons armés, expérimentés par la Commission des ciments armés, on arrive aux résultats ci-après :

La Commission a expérimenté des bétons formés de 400 litres de sable, 800 litres de gravier, avec ciment de Portland, aux dosages variant de 250 à 600 kilogrammes.

Elle a reconnu qu'on peut compter sur les résistances suivantes en kilogrammes, par centimètre carré, respectivement pour les dosages de 300, 350 et 400 kilogrammes.

Au bout de 28 jours :

(a) 107 kilogr., 120 kilogr., 133 kilogr. ;

Au bout de 90 jours :

(b) 160 kilogr., 180 kilogr., 200 kilogr.

Si donc on admettait comme limites de fatigue le 1/4 des résistances (a), on trouverait respectivement :

27 kilogr., 30 kilogr., 33 kilogr.

© École nationale des ponts et chaussées

Si au contraire, suivant l'article 4 de l'instruction, on adopte les $\frac{28}{100}$ des résistances (b), on trouve :

44 kilogr. 8, 50 kilogr. 4, 56 kilogr.

chiffres notablement supérieurs aux précédents. On voit donc qu'à ce point de vue l'article 4 est beaucoup plus hardi que les réglements étrangers. Mais ces réglements sont plus ou moins anciens et il est vraisemblable que s'ils viennent à être refaits, en tenant compte des constructions existantes et des qualités qu'y montre le béton armé, on en modifiera les prescriptions dans le sens où elles se trouvent modifiées par l'article 4 lui-même.

L'industrie privée qui, en France plusque qu'ailleurs, se règle sur les préceptes administratifs, même pour les constructions privées, a à gagner à la hardiesse des prescriptions de l'article 4, qu'elle appliquera d'ailleurs sous sa responsabilité.

Les ingénieurs de l'État ne sont pas tenu d'aller jusqu'à l'extrême limite de ce que permet le réglement. Ils peuvent se tenir au-dessous. Ils doivent d'ailleurs se rappeler que la sécurité d'un ouvrage en béton armé n'est assurée, quelles que soient les limites de fatigue adoptées dans les calculs, que par la perfection des matériaux employés, leur dosage mathématique et le soin apporté dans leur emploi. Leur surveillance doit donc être plus stricte encore pour les ouvrages en béton armé que pour ceux qu'ils construisent habituellement.

Article 5. — Il convient d'encourager l'emploi judicieux du métal, non seulement comme armature longitudinale, mais aussi dans le sens transversal ou oblique, de façon à empêcher le gonflement du béton sous l'influence des compressions longitudinales auxquelles il peut être soumis. Sa résistance à l'écrasement augmente aussi dans des proportions considérables et qui atteignent, lorsque l'armature transversale va jusqu'à un frettage suffisamment serré, des proportions qu'on n'eût pas pu prévoir avant que l'expérience les ait fait connaître. Il est donc naturel d'augmenter aussi la limite de fatigue à admettre suivant le volume et la disposition des armatures transversales ou obliques. Il serait difficile de donner à cet égard une indication absolue. Quelques expériences de laboratoire

ou de chantier faites comparativement sur des bétons sans armature transversale et les mêmes avec de telles armatures, en indiquant l'augmentation de résistance à l'écrasement obtenue par ces dernières, permettront de déterminer l'augmentation correspondante qu'on pourrait, sans danger, adopter pour la limite de fatigue. Toutefois, les expériences faites par la Commission de ciment permettent, faute de mieux, d'admettre que les armatures transversales et les frettages multiplient la résistance à l'écrasement d'un prisme de béton par un coefficient :

$$1 + m' \frac{V'}{V}$$

V' étant le volume des armatures transversales ou obliques et V le volume du béton pour une même longueur du prisme. m' est un coefficient variable avec le degré d'efficacité des liaisons établies entre les barres longitudinales. Lorsque ces liaisons consistent en ligatures transversales, formant des rectangles en projection sur une section transversale du prisme, le coefficient m' peut varier de 8 à 15, le minimum se rapportant au cas où l'espacement des armatures transversales atteint la plus faible dimension transversale de la pièce considérée, et le maximum lorsque ledit espacement descend au tiers au plus de cette dimension.

Lorsque les armatures transversales consistent en un frettage par des spires plus ou moins serrées, le coefficient m' peut varier de 15 à 32. Le minimum serait à appliquer lorsque l'écartement des frettes atteindrait les $\frac{2}{5}$ de la plus petite dimension transversale de la pièce considérée et le maximum lorsque cet écartement atteindrait :

$\frac{1}{5}$ de la dite dimension pour une compression longitudinale de 50 kilogrammes par centimètre carré.

$\frac{1}{8}$ de la dite dimension pour une compression de 100 kilogrammes par centimètre carré.

Les indications qui précèdent sont soumises à la réserve essentielle, formulée à l'article 5, qu'en aucun cas, quel que soit le pourcentage du métal et quelle que soit la valeur du coefficient $1 + m' \frac{V'}{V}$, la limite de fatigue à admettre ne pourra dépasser les 0,60 de la résistance du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4. Cette disposition a pour effet de se tenir, dans tous les cas, à une limite de fatigue qui ne dépasse pas la moitié de la pression qui commence à provoquer la fissuration superficielle

du béton armé et qui, d'après les expériences de la Commission du ciment armé, dépasse, suivant les cas, de 25 à 60 p. 100, celle qui produit l'écrasement du béton non armé.

II - Calculs de résistance.

Article 9. — Se justifie de lui-même.

Article 10. — Cet article a pour objet d'écarter les procédés de calcul purement empiriques. Les principes de la résistance des matériaux fournissent ici, comme pour les constructions ordinaires, des solutions plus sûres que l'expérience, dans les limites où elle s'est révélée jusqu'ici, conduit à admettre que le principe de Navier relatif à la déformation plane des sections transversales peut encore être appliqué ici.

Combiné avec le principe de la proportionnalité des efforts aux déformations, il suffit dans le cas des pièces soumises à des compressions. Il suffit de remplacer chaque section hétérogène par une section fictive ayant même masse que la section hétérogène réelle, en attribuant aux parties de la section formées par le béton une densité 1 et aux parties formées par les armatures longitudinales une certaine densité m (1)

Théoriquement, cette densité m serait le rapport :

(1) $$m = \frac{E_a}{E_i}$$

du module d'élasticité E_a du métal de l'armature au module d'élasticité E_i du béton. Ce rapport, dans les limites de charges admises par l'article 11, est d'environ 10. Il s'accroît avec les charges du béton et peut doubler ou tripler au moment de la rupture si elle a lieu par écrasement du béton; il diminuera, au contraire, si la rupture avait lieu par excès de charge de l'armature.

---

(1) Les armatures transversales n'ont pas à intervenir ici. Leur rôle essentiel se trouve déjà pris en considération par la majoration (art. 5) qu'elles permettent d'attribuer à la limite de fatigue du béton. C'est en effet dans l'augmentation de la résistance à l'écrasement, due à ce qu'elles s'opposent au gonflement transversal, que réside leur principale efficacité.

Ce fait suffirait à montrer combien incertains seraient les calculs de résistance basés sur la majoration fictive, jusqu'à rupture, des charges réelles, dont il a été parlé plus haut (Art. 3).

En tout cas, les expériences sur le module E_t portent sur du béton non armé. Dans quelle mesure le rapport m, qu'on en déduit, reste-t-il applicable au béton armé? Cela peut dépendre du degré de facilité que l'on a pour le damer dans toutes ses parties, pour l'enrober autour du métal, etc.

Il est donc préférable de regarder le coefficient m comme résultant de l'expérience et pouvant, dans une pièce à armatures complexes (longitudinales et transversales), ne pas représenter exactement le rapport des modules d'élasticité du métal et du béton expérimenté séparément.

On pourra admettre que ce coefficient peut varier de 8 à 15. Le minimum s'appliquera lorsque les barres longitudinales auront un diamètre égal au dixième $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce, des ligatures ou entretoises transversales espacées de cette dernière dimension et des abouts peu éloignés des surfaces libres du béton. Le maximum s'appliquera lorsque le diamètre des barres longitudinales ne sera que le vingtième $\left(\frac{1}{20}\right)$ de la plus petite dimension de la pièce; et l'espacement des ligatures ou armatures transversales, le tiers de cette même dimension.

La plupart des auteurs admettent pour m une valeur fixe et qui souvent est prise égale à 15. On attribue sans doute ainsi, dans beaucoup de cas, au métal, une part de résistance supérieure et au béton une part inférieure à celles qui se produisent réellement. Il s'ensuit qu'on peut avoir des déboires en ce que la compression du béton est, en fait, supérieure à celle qu'on a admise et que le coefficient de sécurité, en ce qui le concerne, est inférieur à celui qu'on voulait admettre.

En faisant varier m entre un maximum de 15 et un maximum de 8, suivant les dispositions des armatures, tant longitudinales que transversales, on serre de plus près la réalité et on compense ainsi en partie le coefficient de fatigue un peu élevé autorisé par l'article 4.

Une fois le coefficient m choisi, les formules à appliquer peuvent aisément se mettre sous la forme classique qui convient à un solide homogène.

a. Compression simple. — On considère la section homogène fictive Ω

donnée par la relation.

$$\Omega = \Omega_b + m\Omega_a \qquad (2)$$

Ω_b étant l'aire de la section en béton, et Ω_a l'aire totale des sections faites dans les armatures métalliques longitudinales. Comme cette dernière est faible par rapport à la première, on confond souvent Ω_b avec la section totale $\Omega_b + \Omega_a$ de la pièce.

Si N est la compression totale qui agit normalement à la section, on aura pour la pression, par unité de surface R_b que supporte le béton et celle R_a que supportent les armatures :

$$R = \frac{N}{\Omega}, \qquad R_a = m\,\frac{N}{\Omega}. \qquad (3)$$

Si R_b est donné, on en conclut Ω et, par suite à l'aide de (2) d'après la forme réelle de la pièce, la section totale Ω_a des armatures ou le pourcentage :

$$\frac{\Omega_a}{\Omega_b}$$

b. Compression avec flexion. — Si la compression totale n'est pas uniformément répartie, il convient de faire intervenir, outre l'aire Ω de la section fictive, son centre de gravité et son moment d'inertie relatif à l'axe transversal à la flexion passant par son centre de gravité, par les formules suivantes :

$$\Omega y = \Omega_b y_b + m\Omega_a y_a \; ; \qquad (4)$$

$$I = I_b + mI_a \qquad (5)$$

La figure 1 représente un schéma de la section considérée supposée symétrique par rapport à un axe $Y'Y$. Le centre de gravité cherché de la section fictive Ω est G ; celui des armatures métalliques connu est G_a, celui du béton également connu est G_b. On déduit les positions de ces points par leurs ordonnées respectives :

$$y = GK, \quad y_b = G_bK, \quad y_a = G_aK,$$

comptées à partir d'un axe $x'x$ choisi à volonté, ces ordonnées étant, s'il y a lieu, comptées positivement d'un côté convenu de $x'x$ et négativement du côté opposé.

La formule (2) donne Ω ; puis la formule (4) donne l'ordonnée Y du centre de gravité G de Ω. Enfin, l'axe XGX' étant ainsi connu, on connaît les moments d'inertie I_t et I_a des sections géométriques du béton et des armatures longitudinales par rapport à cet axe et, par suite, la formule (5) donne le moment d'inertie I de la section fictive Ω par rapport à ce même axe.

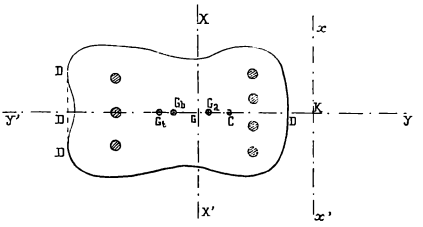


Fig. 1.

Nous avons dit plus haut qu'on confond souvent la section Ω_t du béton avec la section totale $\Omega = \Omega_b + \Omega_a$ de la pièce. Si on ne veut pas le faire, les formules (2), (4), (5) peuvent s'écrire d'une façon plus commode dans la pratique en y introduisant, au lieu de la section Ω_t du béton, la section totale

$$\Omega_t = \Omega_t + \Omega_a$$

et, par suite, au lieu du centre de gravité G_t du béton, celui de G_t de cette section totale et, enfin, au lieu du moment d'inertie I_t de la section du béton relativement à l'axe XX, le moment d'inertie I_t de la section totale, relativement à un axe parallèle à $X'X$ passant par le centre de gravité G_t.

Les formules deviennent alors :

$$\Omega = \Omega_t + (m-1)\Omega_a \quad ; \tag{2'}$$

$$\Omega Y = \Omega_t Y + (m-1)\Omega_a Y_a ; \tag{3'}$$

$$I = I_t + \Omega_t (Y - Y_t)^2 + (m-1) I_a \tag{4'}$$

A présent si N est la pression totale et M le moment de flexion, c'est-à-dire la somme des moments des forces extérieures agissant sur la section considérée relativement au centre de gravité G de la section fictive, on aura pour la pression par unité de surface n_t agissant sur le béton à une distance quelconque v de l'axe $X'X$:

$$n_t = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v \tag{5}$$

et si au point considéré se trouvait une armature, la pression qu'elle supporterait serait :

$$n_a = m n_t \tag{6}$$

© École nationale des ponts et chaussées

Dans ces formules, la distance v est comptée positivement du côté où le moment de flexion produit une compression et négativement du côté opposé. Si le moment de flexion autour de l'axe XX est compté positivement de gauche à droite pour un observateur placé suivant XX, la tête en X', les pieds en X, alors les distances v doivent être comptées positivement pour les points de la section situés à droite de $X'X$ et négativement pour ceux de gauche.

Si on appelle v_t la distance à XX de la fibre extrême de droite et par v_{1t} la valeur absolue de la même distance pour la fibre extrême de gauche, la plus grande compression du béton R_t par unité de surface sera:

$$(7) \qquad R_t = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_t$$

Sa compression la plus faible R_{1t} sera :

$$(7_1) \qquad R_{1t} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v_{1t}$$

En remplaçant l'indice t par a pour les armatures, les valeurs extrêmes de la compression pour les armatures seront :

$$(8) \qquad R_a = m\left[\frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v_{ta}\right]$$

$$(8_1) \qquad R_{1a} = m\left[\frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v_{1a}\right]$$

Ces formules supposent essentiellement qu'il y a compression partout, c'est-à-dire que la valeur R_{1t} et, par suite, celle R_{ta} sont positives. Si R_{1t} était négatif, on n'aurait plus le droit de les appliquer parce que les lois de la traction du béton diffèrent essentiellement de celles qui régissent sa compression. Il faudrait alors procéder comme il sera indiqué plus loin.

Si on connaît la pression totale N, non seulement en grandeur mais en position, c'est-à-dire si on connaît la position de son point d'application (centre de pression) définie par sa coordonnée v_o par rapport à l'axe XX, on en déduirait, par définition :

$$(9) \qquad M = N v_o$$

et si on posait

$$(10) \qquad I = \Omega r^2$$

r étant ainsi le rayon de giration de la section fictive Ω relativement à l'axe X'X, on aurait

$$(11) \qquad R_b = \frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{v_0 v_b}{r^2}\right).$$

L'axe neutre sera obtenu en annulant la valeur de n_l, c'est-à-dire par la formule

$$(12) \qquad 1 + \frac{v_0 v'}{r^2} = 0$$

en appelant v' la valeur de v qui définit la position de cet axe.

La formule (7,) devient avec ces nouvelles notations :

$$(13) \qquad R_{l'} = \frac{N}{\Omega}\left(1 - \frac{v_0 v_{l'}}{r^2}\right).$$

La comparaison des deux dernières formules indique, comme cela doit être, qu'il n'y a compression partout que si l'axe neutre tombe hors de la section, soit :

$$-v' > v_{l'}.$$

Ce qui précède suppose que l'on connaît pour chaque section les valeurs de N et de M. Ce sera le cas pour une colonne portant une charge centrée (c'est-à-dire appliquée au centre de gravité G de la section fictive, d'où $M = 0$), ou excentrée ($M = N v_0$). Ce sera encore le cas d'un barrage où la courbe des pressions donne précisément N et v_0 pour chaque section.

Lorsque la statique ne fournit pas directement ces valeurs, comme dans un arc de pont, on procédera comme il va être indiqué dans le cas de beaucoup le plus général où les pièces travaillent à la fois à la compression et à l'extension, celui qui justifie vraiment l'emploi des armatures, et ceci nous amène tout naturellement à ce cas général visé par les articles 11 et 12 de l'instruction.

Article 11. — Cet article dit que, dans les calculs de déformation, on mettra en compte la résistance à l'extension du béton.

On peut avoir à calculer la déformation en elle-même, notamment pour prévoir la flèche que prendra un ouvrage. Mais, en tous cas, on aura à faire usage des formules de déformation pour connaître dans chaque section, la compression N de la fibre moyenne (lieu des centres de gravité G des sections fictives Ω), le moment de flexion M et l'effort tranchant T, lorsque

la statique ne les fournit pas.

Par définition N et T sont les composantes normale et tangentielle des forces extérieures y compris la réaction de l'appui qui agissent d'un côté convenu de la section et M est la somme des moments de ces mêmes forces extérieures par rapport au point G.

Si l'une des extrémités de la pièce à étudier est libre (colonnes) ou si la statique fournit la réaction d'un appui (poutres à deux appuis sans encastrement), les forces N et T et le couple M sont connus, en toute rigueur; on pourra se passer de toute formule de déformations et, par conséquent, de toute hypothèse pour les déterminer. L'article 11 n'intervient pas pour cet objet.

Mais dans le cas des poutres encastrées ou de poutres à plusieurs travées ou d'arcs travaillant à l'extension, ce qui est le cas général des arcs en béton armé, on devra appliquer l'article 11, et, par conséquent, l'interpréter.

L'administration acceptera l'interprétation faite selon l'usage courant jusqu'ici, bien qu'il soit peu correct et qui consiste à attribuer au béton, travaillant à l'extension, le même coefficient d'élasticité que quand il travaille à la compression.

Une fois cette hypothèse admise, les formules établies plus haut, sous la restriction essentielle qu'il n'y a travail qu'à la compression, deviennent générales.

Or, on voit aisément que ces formules, grâce à l'intervention des éléments de la section fictive Ω, ramènent le problème de la résistance d'une pièce en béton armé, c'est-à-dire d'une pièce hétérogène, à celui de la résistance d'une pièce homogène fictive. Dès lors, tous les résultats généraux et classiques obtenus dans ce dernier cas s'étendent au premier, et, par conséquent, pour avoir les valeurs de N, M, T dans le cas d'un arc, celles de M, T dans le cas d'une poutre chargée transversalement où $N=0$, ainsi que les réactions des appuis, il suffira dans chaque cas, d'adopter les valeurs bien connues qui se rapportent aux pièces homogènes.

Ainsi, si on a une poutre en béton armé de portée l encastrée à ses deux extrémités et portant une charge uniforme de p kilogrammes par mètre courant, on admettra que, comme pour une poutre homogène, le plus grand moment de flexion se produira à l'encastrement et aura pour valeur :

et que le moment de flexion au milieu, de signe contraire au précédent, sera, en valeur absolue :

$$\frac{pl^2}{24}$$

Si l'encastrement est partiel, on adoptera, au lieu de la valeur ci-dessus, une valeur intermédiaire entre elle et celle $\frac{pl^2}{8}$, qui se rapporte à la poutre à appuis simples, par exemple $\frac{pl^2}{10}$.

De même, si on a une poutre à plusieurs travées qui seront généralement égales, il suffira de prendre dans les traités ou manuels de résistance des matériaux, les valeurs tout calculées des moments de flexion, efforts tranchants et réactions des appuis se rapportant à des pièces homogènes ou, si on se trouve dans des cas spéciaux, de calculer ces valeurs comme s'il s'agissait de pièces homogènes.

De même, enfin, s'il s'agit d'un arc, on se servira des tables de Ritter relatives aux arcs homogènes pour avoir la poussée s'il s'agit d'un arc à deux rotules, de celles que M. l'ingénieur Rigaud a récemment publiées dans les Annales des Ponts et Chaussées s'il s'agit d'un arc encastré et on choisira une valeur intermédiaire entre celles fournies par ces deux tables, si on juge qu'on a un encastrement partiel.

Dans les cas spéciaux, on calculera directement la poussée selon la formule classique se rapportant aux pièces homogènes.

Une fois la poussée connue, comme les réactions verticales se déduisent de la statique pure, on aura toutes les données nécessaires pour déterminer M, N et T graphiquement ou par le calcul pour chacune des sections qu'on voudra étudier.

Interprétation plus correcte. — On peut mettre en compte la résistance à l'extension du béton d'une façon plus satisfaisante, en admettant comme résultant de diverses expériences, le principe ci-après : le coefficient d'élasticité du béton armé à l'extension ne conserve une valeur sensiblement constante que jusqu'à la limite de la résistance à l'extension du béton similaire non armé ; à partir de là, il devient en quelque sorte plastique, c'est-à-dire qu'il s'allonge par suite de sa connexion avec l'armature, mais sans que sa tension limite se modifie. Il n'y a pas

de difficulté théorique à constituer une résistance de matériaux complète édifiée sur cette hypothèse jointe à celle de Navier relative à la déformation plane des sections transversales. Mais les calculs deviennent beaucoup plus complexes.

Il sera naturellement loisible aux ingénieurs d'utiliser cette manière de faire s'ils la jugent plus satisfaisante.

De quelque manière que l'on ait déterminé les valeurs du moment de flexion M, de l'effort tranchant T et de la compression de la fibre moyenne N (laquelle est nulle dans les pièces droites chargées transversalement), on devra ensuite en tirer, au moins dans les sections les plus fatiguées, la fatigue locale. Dans cette recherche, l'article 11 prescrit de faire abstraction de toute résistance à l'extension du béton. Cette prescription n'a rien de contradictoire avec celle qui prescrit d'en tenir compte dans les calculs de déformation. En fait, le béton se fendille plus ou moins du côté de l'armature tendue, mais sans qu'il résulte de ces fissures microscopiques ou peu profondes, une modification très notable dans la déformation générale des ouvrages, même si, en un point, une fissure plus marquée se produisait. Mais en ce point, la fatigue locale s'en trouverait naturellement très accrue. Il convient donc, dans le calcul des fatigues locales, de se placer dans cette hypothèse défavorable, tandis qu'il serait excessif de s'y placer dans la recherche des déformations générales et, par suite, de celle des valeurs M, T, F, qui s'y rattachent.

Application à un hourdis et à une pièce d'une section rectangulaire. — On va

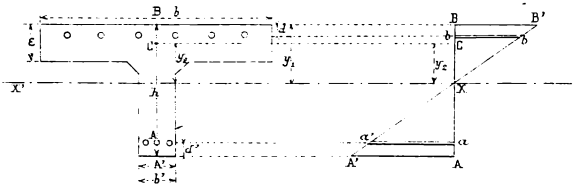


Fig 2. Fig 3

appliquer la méthode indiquée plus haut à un hourdis (fig. 2) assimilé à un simple T, dont la hauteur est h, la largeur d'aile b, la largeur de la nervure b', l'épaisseur d'aile ε et dont l'armature du côté de la compression a une section totale w, sa distance moyenne au parement comprimé étant d, du côté de l'extension, la section w', à une distance moyenne d' du parement tendu. Si la première n'existait pas, on ferait $w = o$.

© École nationale des ponts et chaussées

Soit y_1 la distance inconnue de l'axe neutre $X'X$ au parement comprimé B. Sur la figure 3, la section du hourdis est projeté suivant la droite AB. Les ordonnées de la droite XB' représentent les compressions du béton et, au facteur m près l'ordonnée bb' représente la compression de l'armature comprimée et aa' représente la tension de l'armature tendue. Soit K le coefficient angulaire de la droite BXA' ou la tangente trigonométrique de l'angle BXB.

a. Flexion simple. — S'il s'agit de la flexion simple $N=0$, en écrivant que les forces élastiques se réduisent au couple de flexion M, c'est-à-dire que leur somme est nulle et que la somme de leurs moments relativement à n'importe quel point, par exemple au point B est égale à M, on obtient pour déterminer la distance $XB = y_1$ de l'axe neutre à la face comprimée,

$$(16) \qquad o = \frac{l' y_1^2}{2} + (b - l')\varepsilon\left(y_1 - \frac{\varepsilon}{2}\right) + m\omega(y_1 - d) - m\omega'(h - d' - y_1)$$

puis pour déterminer le coefficient angulaire K :

$$(17) \quad \frac{M}{K} = \frac{l' y_1^3}{6} + (b - l')\varepsilon^2\left(\frac{y_1}{2} - \frac{\varepsilon}{3}\right) + m\omega(y_1 - d)d - m\omega'(h - d' - y_1)(h - d')$$

ou le second membre est connu, ainsi que M.

Ces formules supposent implicitement que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, il suffit dans les formules précédentes de faire $l' = b$, ce qui donne :

$$(18) \qquad o = \frac{b y_1^2}{2} + m\omega(y_1 - d) - m\omega'(h - d' - y_1)$$

$$(19) \qquad \frac{M}{K} = \frac{b y_1^3}{6} + m\omega(y_1 - d)d - m\omega'(h - d' - y_1)(h - d').$$

Pour savoir où tombera la fibre neutre et, par conséquent, si c'est la formule (16) ou celle (18) qui déterminera la position de la fibre neutre, il suffit, dans le second membre de (16) de remplacer y_1 par ε, ce qui donne :

$$\frac{b\varepsilon^2}{2} + m\omega(\varepsilon - d) - m\omega'(h - d' - \varepsilon).$$

Si la valeur numérique de cette expression est positive, l'axe neutre tombe dans le hourdis et se détermine par la formule (18). C'est l'inverse si cette valeur numérique est négative.

Les formules (18) et (19) s'appliquent aussi à une section rectangulaire de base b et de hauteur h.

Quand on a déterminé les deux inconnues y_1 et K, on aura pour la compression maximum R_b du béton :

$$R_b = K y_1 \tag{20}$$

pour la compression R_a et l'extension R'_a des armatures :

$$\begin{cases} R_a = mK(y_1 - d) ; \\ R'_a = mK(h - d' - y_1) . \end{cases} \tag{21}$$

1. Flexion composée. — On connaît dans ce cas la compression N et la position du centre de pression C, point d'application de la résultante des forces extérieures. Désignons par c la distance de ce point à la face comprimée, cette distance étant comptée positivement si C tombe dans la section, négativement dans le cas contraire. Il paraît plus commode ici, pour la raison qui sera donnée dans un instant, de déterminer la position de la fibre neutre par sa distance $XC = y_2$ (fig. 3 page 130) au centre de pression C que par sa distance y_1 au parement comprimé. On écrira que la résultante des forces élastiques coïncide avec N. Donc, la somme des moments des forces élastiques par rapport au point C est nulle, ce qui donne une équation du troisième degré servant à déterminer y_2, c'est-à-dire la position de l'axe neutre $X'XC$. Cette équation, dans le cas où cet axe tombe dans la nervure est la suivante :

$$\frac{b' y_2^3}{6} - b\left[\frac{c^2}{2} y_2 + \frac{c^3}{3} + (b - b')\frac{(-c+t)}{2} y_2 - \frac{(-c+t)^3}{3}\right] + m\omega (y_2 + c - d)(-c + d) \quad m\omega'(h - d' - c - y_2)(h - d' - c) = 0 \tag{22}$$

On voit que cette équation est de la forme :

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0 \tag{23}$$

les coefficients numériquement connus p et q ayant les expressions suivantes :

$$\begin{cases} p = -\frac{3b}{b'} c^2 + 3\left(\frac{t}{b'} - 1\right)(c-t)^2 - \frac{6m\omega}{b'}(c-d) + \frac{6m\omega'}{b'}(h - d' - c) ; \\ q = -\frac{2b}{b'} c^3 + 2\left(\frac{t}{b'} - 1\right)(c-t)^3 - \frac{6m\omega}{b'}(c-d)^2 - \frac{6m\omega'}{b'}(h - d' - c)^2 . \end{cases} \tag{24}$$

Le terme en y_2^2 manque, ce qui facilite la résolution de l'équation et justifie l'emploi fait de l'inconnue y_2.

Quand y_2 a été trouvée, on obtient l'inconnue auxiliaire K immédiatement par l'équation :

$$(25) \qquad \frac{N}{K} = \frac{b' y_2^2}{2} + bc\left(y_2 + \frac{c}{2}\right) + (b-b')\left[(-c+\ell)\, y_2 - \frac{(-c+\ell)^2}{2}\right] + m\omega\left[y_2 + c - d\right] - m\omega'\left[h - d' - c - y_2\right],$$

où le second membre est connu, ainsi que N.

Ces formules supposent que l'axe neutre tombe dans la nervure. S'il tombe dans le hourdis, comme aussi dans le cas d'une section rectangulaire de base b et de hauteur h, il suffit d'y faire $b' = b$, ce qui donne :

$$(26) \qquad p = -3c^2 - \frac{6m\omega}{b}\, c - d + \frac{6m\omega'}{b}(h - d' - c);$$

$$(27) \qquad q = -2c^3 - \frac{6m\omega}{b}(c-d)^2 - \frac{6m\omega'}{b}(h - d' - c)^2.$$

Enfin, dans le cas d'un hourdis, pour savoir si l'axe neutre tombe dans la nervure ou dans le hourdis, il suffira de vérifier si le premier membre de l'équation (23) a, ou non, des signes contraires, aux deux extrémités de la nervure.

Quand les inconnues y_2 et K sont déterminées, on tirera de la première :

$$(28) \qquad y_1 = y_2 + c$$

pour la distance de l'axe neutre au parement comprimé, et alors la compression R_b du béton, la compression R_a et la tension R'_a des armatures par unité de surface, se déterminent par les formules (20) et (21)

Remarques au sujet du calcul des hourdis. — Quand on a un plancher formé d'un hourdis avec nervures (fig. 4), on détache une nervure aux deux parties adjacentes, de manière à ne considérer que la partie $\alpha\alpha'\beta\beta'$ de largeur $\alpha\beta = b$; sans tenir compte du secours que cette portion du plancher peut recevoir de son adhérence avec les parties voisines.

Cette largeur b doit être en rapport avec l'épaisseur ℓ du hourdis,

l'écartement L des nervures et leur portée l. Il convient de ne jamais dépasser pour la largeur l le tiers de la portée l des nervures, ni les $\frac{3}{4}$ de leur écartement L.

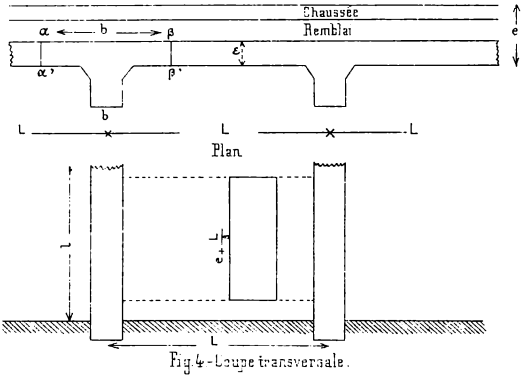


Fig. 4 - Coupe transversale.

En ce qui touche le plancher lui-même, s'il a à supporter des charges concentrées entre deux nervures, il doit être pourvu de deux séries de barres horizontales dans des directions orthogonales. On donne généralement aux armatures les plus faibles une section totale par mètre de largeur du hourdis au moins égale à la moitié de la section des plus fortes par mètre de longueur du hourdis.

Et alors, pour calculer l'épaisseur ε du plancher, on admet que la charge isolée peut être remplacée (fig. 4 plan) par une charge uniformément répartie sur un rectangle ayant cette charge pour centre, ses côtés parallèles aux nervures ayant un écartement e égal à la somme des épaisseurs : 1° du hourdis lui-même soit ε ; 2° s'il y a lieu du remblai et de la chaussée qu'il porte ; ses côtés perpendiculaires aux nervures ayant pour écartement $e + \frac{L}{3}$, L étant l'écartement des nervures.

La charge ainsi répartie, on suppose qu'elle est portée par une bande du hourdis, de la largeur $e + \frac{L}{3}$ sans concours des parties adjacentes, par conséquent, par une poutre de section rectangulaire $(e + \frac{L}{3})\varepsilon$ et de portée L, s'appuyant sur deux nervures consécutives.

S'il s'agit d'un hourdis porté par deux cours de nervures orthogonales,

d'écartements respectifs L et L', pour calculer le moment de flexion dans le sens de la portée L, on pourra, faute de mieux, le calculer comme si les nervures de portée L existaient seules, en multipliant le chiffre obtenu par le coefficient de réduction :

$$\frac{1}{1+2\frac{L^4}{L'^4}}$$

On fera de même en permutant les lettres L et L' pour obtenir le moment de flexion dans le sens de la portée L'.

Adhérence. — Pour s'assurer de l'adhérence entre le béton et l'armature, tendue par exemple, on observera que si, dans deux sections voisines AB, A'B' (fig. 5), espacées d'une longueur Δ_s, on a trouvé pour la tension de l'armature, les valeurs R'_a et R''_a par unité de surface, les tractions totales sur ces deux sections seront :

$$\omega R'_a \quad \text{et} \quad \omega R''_a$$

Supposons, pour fixer les idées, $R''_a > R'_a$, c'est la différence $\omega(R''_a - R'_a)$ qui tendra à faire glisser la portion d'armature de longueur Δ_s dans sa gaine de béton. Si donc le périmètre total des armatures tendues est χ', l'adhérence par unité de surface sera :

$$\frac{\omega(R''_a - R'_a)}{\chi' \Delta_s}$$

C'est ce rapport qui ne doit pas être supérieur à la limite imposée pour l'adhérence par l'article 6 du règlement.

Si des étriers ou autres pièces transversales sont suffisamment solidarisés avec une armature longitudinale pour contribuer à empêcher celle-ci de glisser dans sa gaine de béton, alors la force F de cisaillement de celles de ces pièces transversales qui se trouvent sur la longueur Δ_s considérée ou le produit de la section cisaillée par le travail de cisaillement admis pour le métal, doit être retranchée de l'effort

$$\omega(R''_a - R'_a)$$

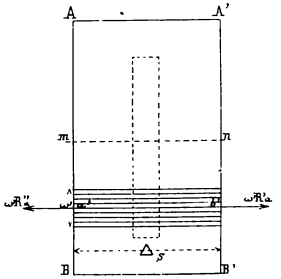


Fig. 5.

et il suffit que le rapport :

$$\frac{\omega'(R''_a - R'_a) - F}{\chi' \Delta_s}$$

ne dépasse pas la limite admise pour l'adhérence.

Mais de simples ligatures entre les armatures transversales et longitudinales ne suffisent pas pour produire l'effet de la force F. Ces ligatures doivent être faites. Mais il convient de ne pas en tenir compte comme renfort prêté à l'adhérence.

Glissement longitudinal du béton sur lui-même et effort tranchant. Concevons toujours une portion de pièce comprise entre deux sections transversales AB et A'B' distantes de Δ_s et portant l'armature longitudinale a'b' du côté de l'extension. Faisons dans la partie tendue du béton, c'est-à-dire entre l'armature a'b' et le plan des fibres neutres une section mn parallèle à ce plan. Soit ω_1 l'aire de cette section.

Comme on ne tient pas compte des tensions du béton normalement à mB et nB', la portion mnBB' de la pièce est en équilibre sous l'influence des tensions $\omega' R''_a$ et $\omega' R'_a$ des armatures et de l'effort longitudinal ou de cisaillement suivant mn. Donc, cet effort, par unité de surface :

$$\frac{\omega'\ R''_a - R'_a}{\omega_1} \qquad (a)$$

ne doit pas dépasser la fatigue admise par le cisaillement.

Si des armatures transversales résistent efficacement au glissement longitudinal, on peut en tenir compte comme il est dit ci-dessus pour l'adhérence.

Cet effort (a) reste constant jusqu'à la fibre neutre. Au delà, il diminue par l'effet des compressions, de sorte que celui mis en compte ici en représente le maximum.

L'effort tranchant en chaque point est d'ailleurs, comme on le sait, le même en grandeur que l'effort de glissement longitudinal dont il vient d'être parlé.

Article 12. – Flambement. – Pour s'assurer contre le flambement des pièces comprimées, on peut faire usage de la règle de Rankine, qui

se traduit par l'inégalité suivante :

$$\frac{N}{\Omega}\left(1+\frac{kl^2}{10{,}000\,r^2}\right) < R_l \qquad (29)$$

N est l'effort de compression : s'il varie notablement d'une extrémité à l'autre de la pièce, on prendra la valeur relative à la section médiane, située à égale distance des extrémités ; l est la longueur de la pièce ; r, le rayon de giration minimum de la section transversale qui, dans le cas fréquent d'une pièce symétrique, a, soit la direction de l'axe de symétrie, soit la direction perpendiculaire.

R_l est la limite de fatigue admissible pour le béton armé (art. 4, p.).

Enfin k est un coefficient numérique dépendant des conditions auxquelles la pièce est soumise à ses extrémités, et qui a les valeurs ci-après :

Conditions relatives aux extrémités.	k.	Observations.
Pièce encastrée à un bout, libre à l'autre	4	
Pièce articulée aux deux bouts	1	
Pièce encastrée à un bout, articulée à l'autre	1/2	Si l'encastrement est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/2 et 1.
Pièce encastrée aux deux bouts.	1/4	Si l'un des encastrements est imparfait, on prendra une valeur moyenne entre 1/4 et 1/2. Si les deux sont imparfaits, une valeur moyenne entre 1/4 et 1.

Quand la pièce comprimée est de grande longueur il arrive que l'unité est négligeable devant le nombre $\frac{kl^2}{10{,}000\,r^2}$. L'inégalité qui exprime la condition de stabilité peut alors être mise sous la forme simplifiée :

$$\frac{N}{\Omega}\frac{kl^2}{10{,}000\,r^2} < R_l$$

ou

$$N < \frac{10{,}000\,\Omega}{k}\frac{r^2}{l^2}R_l \qquad (30)$$

La valeur moyenne de R_l est d'environ 50×10^4 (50 kilogrammes par centimètre carré). Le coefficient d'élasticité longitudinale du béton est, en moyenne, le dixième de celui de l'acier, soit :

$$E_l = 2 \times 10^9$$

D'où il résulte que le produit : 10.000 R_l est sensiblement égal à

$$\frac{\pi^2 E_l}{4}$$

Ce qui permet d'écrire la condition (30) sous la forme :

$$(31) \qquad N < \frac{1}{4k} \frac{\pi^2 \Omega^2 r^2}{l^2} E_l$$

C'est la formule d'Euler, avec un coefficient de sécurité égal à 4.

On voit donc que les indications fournies par cette formule concordent avec celles de la règle de Rankine pour les pièces de grande longueur.

Si la pièce soumise à un effort de compression N est en même temps, sollicitée par un moment de flexion dont l'effet ne peut être considéré comme négligeable (cas d'une charge désaxée, poussée du vent, etc), il convient de compléter la condition de stabilité exprimée par l'inégalité (29) en y introduisant la valeur du travail maximum de compression déterminé, dans la section médiane, par le moment fléchissant M.

Ce travail a pour expression :

$$\frac{Mv}{I} \text{ (formule 5)} ; \quad \text{ou} \quad \frac{N v_1 v}{\Omega r^2} \text{ (formule 11)}.$$

La règle de Rankine se traduit alors par l'une ou l'autre des inégalités suivantes :

$$(32) \qquad \frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{k l^2}{10{,}000\, r^2}\right) + \frac{M_0}{I} < R_l \; ;$$

$$(33) \qquad \frac{N}{\Omega}\left(1 + \frac{k l^2}{10{,}000\, r^2} + \frac{v_0 v}{r^2}\right) < R_l \; .$$

III.– Chapitre IV.

Les instructions relatives à l'exécution des travaux et aux épreuves se justifient d'elles-mêmes et n'ont pas besoin de commentaire. On se bornera à rappeler que le béton ne vaut que par la perfection de son exécution. Les accidents survenus sont en général dus à la médiocre qualité des matériaux ou à leurs mauvais emploi. Il convient donc d'exercer une surveillance toute spéciale sur la provenance, la pureté des matériaux, leur dosage, celui de l'eau employée à la confection du béton, son damage, son bourrage le long des armatures, le solide arrimage de celles-ci, etc.

Quant aux épreuves, elles peuvent dans certaines circonstances, être simplifiées, moyennant justification. Mais il convient encore ici de ne pas chercher des économies ou des facilités qui puissent faire courir un risque quelconque à la sécurité publique.

Instructions relatives à l'emploi du béton armé.

I.- Données à admettre dans la préparation des projets.

A.- Surcharges.

Article premier.

Les ponts en béton armé seront établis de manière à pouvoir supporter les surcharges verticales et les actions du vent imposées aux ponts métalliques de mêmes destinations par le réglement du 29 août 1891.

Article 2.

Les combles en béton seront, sauf exception justifiée, soumis, au point de vue des surcharges, au réglement du 17 février 1903, relatif aux halles métalliques des chemins de fer.

Article 3.

Les planchers et autres parties des bâtiments, les murs de soutènement, les murs des réservoirs, les conduites sous pression et tous autres ouvrages intéressant la sécurité publique seront calculés en vue des plus grandes surcharges qu'ils auront à supporter en service.

B.- Limites de travail ou de fatigue.

Article 4.

La limite de fatigue à la compression du béton armé à admettre dans les

calculs de résistance des ouvrages ne devra pas dépasser les vingt-huit centièmes (0,28) de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition, après quatre-vingt-dix jours de prise.

La valeur de cette résistance mesurée sur des cubes de vingt centimètres de côté sera spécifiée au devis de chaque projet.

Article 5.

Lorsque le béton sera fretté ou lorsque les armatures transversales ou obliques qu'il portera seront disposées de manière à s'opposer plus ou moins efficacement à son gonflement sous l'influence de la compression longitudinale qu'il supporte, la limite de fatigue à la compression prévue à l'article précédent pourra être majorée dans une mesure plus ou moins large suivant le volume et le degré d'efficacité des armatures transversales, sans que la nouvelle limite puisse quel que soit le pourcentage du métal employé, dépasser les soixante-centièmes (0,60) de la résistance à l'écrasement du béton non armé telle qu'elle est définie à l'article 4.

Article 6.

La limite de fatigue au cisaillement, au glissement longitudinal du béton sur lui-même et à son adhérence sur le métal des armatures sera prévue égale à dix centièmes (0,10) de celle spécifiée à l'article 4 pour la limite de fatigue à la compression.

Article 7.

La limite de fatigue tant à l'extension qu'à la compression qui ne pourra pas être dépassée pour le métal employé aux armatures est la moitié de la limite apparente d'élasticité telle qu'elle sera définie au devis de chaque projet. Toutefois pour les pièces supportant des chocs ou soumises à des efforts de sens alternés telles que les hourdis, cette limite sera réduite aux quarante-centièmes (0.40) au lieu de moitié de la limite apparente d'élasticité.

Article 8.

Pour les pièces soumises à des efforts très variables, les limites de travail ci-dessus définies seront abaissées d'autant plus que les variations seront plus grandes, sans que la diminution exigée puisse être de plus de 25 p. 100.

Les limites de travail seront également abaissées pour les pièces soumises à des causes de fatigue ou d'affaiblissement dont les calculs de résistance n'ont pas tenu compte, notamment à des actions dynamiques, comme celles que supportent les pièces placées directement sous les rails des voies ferrées.

II.-Calculs de résistance.

Article 9.

Dans les calculs de résistance des ouvrages en béton armé, il sera tenu compte non seulement des plus grandes forces extérieures, y compris les actions du vent et de la neige, que ces ouvrages pourront avoir à supporter, mais aussi des effets thermiques et de ceux du retrait du béton, toutes les fois qu'il ne s'agira pas d'ouvrages librement dilatables dans le sens théorique du mot ou de ceux que l'expérience permet de regarder approximativement comme tels.

Article 10.

Les calculs de résistance seront faits selon des méthodes scientifiques appuyées sur les données expérimentales et non par des procédés empiriques. Ils seront déduits soit des principes de la résistance des matériaux, soit de principes offrant au moins les mêmes garanties d'exactitude.

Article 11.

La résistance du béton à l'extension sera mise en compte dans le calcul des déformations. Mais pour déterminer la fatigue locale dans une section quelconque, cette résistance sera regardée comme nulle dans la section.

Article 12.

Pour les pièces comprimées on s'assurera qu'elles ne sont pas exposées à flamber. Toutefois, on pourra s'en dispenser pour les pièces dont l'élancement (rapport de la hauteur à la plus faible dimension transversale) est inférieur à 20 et dont la fatigue à la compression ne dépasse pas la limite définie par l'article 4.

Article 13.

Le devis devra indiquer les qualités et dosage des matières entrant dans

la composition du béton ; quant à la proportion d'eau à employer pour le gâchage, elle devra être surveillée avec soin et strictement suffisante pour donner au béton la plasticité nécessaire pour le bon enrobage des armatures et le remplissage de tous les vides.

III. – Exécution des Travaux.

Article 14.

Les coffrages ainsi que l'arrimage des armatures présenteront une rigidité suffisante pour résister sans déformation sensible aux charges et aux chocs qu'ils seront exposés à subir pendant l'exécution du travail et jusqu'au décoffrage et aux décintrements inclusivement.

Article 15.

Sauf dans le cas exceptionnel où le ciment serait coulé, il sera toujours à prise lente et damé avec le plus grand soin par couches dont l'épaisseur sera en rapport avec les dimensions des matériaux employés et les intervalles des armatures et ne dépassera pas $0^{m}{,}05$ après damage, à moins qu'on n'emploie des cailloux.

Article 16.

Les distances des armatures entre elles et aux parois des coffrages seront telles qu'elles permettent le parfait damage du béton et son serrage contre les armatures. Ces dernières distances, même quand on n'emploie que du mortier sans gravier, ni cailloux, devront toujours être d'au moins 15 à 20 millimètres de façon à mettre les armatures à l'abri des intempéries.

Article 17.

Lorsqu'on emploiera, pour les armatures, des fers profilés et non des barres rondes, on prendra des dispositions spéciales pour que leur enrobage se fasse parfaitement sur tout leur périmètre et notamment dans les angles rentrants.

Article 18.

Lorsque l'exécution d'une pièce aura été interrompue, ce qu'on évitera autant que possible, on nettoiera à vif et on mouillera l'ancien béton assez

longtemps pour qu'il soit bien imbibé avant d'être mis en contact avec du béton frais.

Article 19.

En temps de gelée le travail sera interrompu si l'on ne dispose pas de moyens efficaces pour en prévenir les effets nuisibles.

A la reprise du travail on opérera la démolition de tout ce qui aura subi les atteintes de la gelée, puis on procédera comme il est dit à l'article précédent.

Article 20.

Pendant quinze jours au moins après son exécution, l'on entretiendra dans le béton l'humidité nécessaire pour en assurer la prise dans de bonnes conditions.

Le décoffrage et le décintrement seront faits sans chocs, par des efforts purement statiques et seulement après que le béton aura acquis la résistance nécessaire pour supporter sans dommage les efforts auxquels il est soumis.

IV. Épreuve des ouvrages.

Article 21.

Les ouvrages en béton armé qui intéressent la sécurité publique seront éprouvés avant d'être mis en service. Les conditions des épreuves ainsi que les délais de mises en service seront insérées au cahier des charges. Les flèches maximum que les ouvrages ne devront pas dépasser seront aussi, du moins autant qu'on le pourra, insérées au cahier des charges.

L'âge que le béton devra avoir au moment des épreuves sera de même fixé par le cahier des charges. Il sera d'au moins 90 jours pour les grands ouvrages, de 45 jours pour les ouvrages de moyenne importance et de 30 jours pour les planchers.

Article 22.

Les ingénieurs profiteront des épreuves pour faire non seulement toutes les mesures de déformation ou de vérification des conditions du cahier des charges, mais aussi autant que possible celles qui peuvent intéresser la science de l'Ingénieur.

Pour les ouvrages de quelque importance on emploiera des appareils enregistreurs.

© École nationale des ponts et chaussées

Article 23.

Les ponts en béton seront éprouvés de la manière prescrite pour les ponts métalliques par le règlement du 29 août 1891.

S'il paraissait convenable d'apporter certaines dérogations aux prescriptions de ce règlement, elles devront être justifiées et insérées au cahier des charges

Article 24.

Les combles seront éprouvés de la manière prescrite par le règlement du 17 février 1903 sauf dérogations à justifier.

Article 25.

Les planchers seront soumis à une épreuve consistant à appliquer les charges et surcharges prévues soit à la totalité du plancher, soit au moins à une travée entière.

Les surcharges devront rester en place pendant 24 heures au moins. Les flèches ne devront plus augmenter au bout de 15 heures.

Le Ministre des Travaux Publics,
des Postes et des Télégraphes,
Louis Barthou.

Annexe

à la circulaire en date de ce jour.

Rapport de la Commission

nommée par le Conseil Général des Ponts et Chaussées

dans sa séance du 15 mars 1906.

Rapport de la Commission nommée par le Conseil dans sa séance du 15 Mars 1906 (1)

Nous pensons, dans ce rapport, pouvoir être très bref : parce que la Commission a fait son possible pour que les projets d'instructions et de circulaire qu'elle a préparés forment un tout qui puisse suffire aux ingénieurs et, par conséquent, au Conseil.

Nous devons seulement indiquer dans quel ordre d'idées on a cru devoir remanier les projets de réglement et de circulaire préparés par la Commission du ciment armé, et nous nous empressons de dire que les différences portent plutôt sur la forme que sur le fond, tout en n'étant pas sans importance.

En tous cas, nous n'avons cru devoir rien faire sans avoir pris l'avis des deux principaux représentants actuels de la Commission du ciment armé : son rapporteur M. l'inspecteur général Considère et son président depuis la retraite de M. le président Lorieux : M. l'Ingénieur en Chef Résal.

Cette Commission, en effet, a accompli une œuvre considérable à laquelle elle a consacré quatre années et dont les pièces mises entre les mains des membres du Conseil, à savoir : les projets de réglement et de circulaire préparés par elle et le magistral rapport du plus qualifié en la matière, M. l'inspecteur général Considère, ne donnent malgré leur importance, qu'une idée imparfaite. Il faut en outre avoir examiné les procès-verbaux des expériences de longue haleine

(1) Commission composée de : MM. Maurice Lévy, Inspecteur Général de 1re Classe, Président et Rapporteur ; de Préaudeau, Félillart, inspecteurs généraux de 2e classe.

auxquelles la Commission s'est livrée avec le concours de M. l'ingénieur Mesnager et du laboratoire de l'école des ponts et chaussées pour pouvoir apprécier toute l'étendue et la portée de son œuvre. Aussi, convenait-il de n'y toucher qu'avec la plus grande réserve et en ayant son avis. C'est dans cette pensée que nous avons cherché à remplir la mission que le Conseil nous a fait l'honneur de nous confier, mission fort délicate ; car si le béton armé est de plus en plus apprécié dans ses effets, il est encore bien imparfaitement connu dans ses causes. Plus on y réfléchit, plus on sent qu'il y a là nombre de phénomènes qui demeurent obscurs. Dans ces conditions il n'est pas aisé d'arriver à la précision désirable dans les instructions à donner aux ingénieurs, tout en ne les entravant pas dans la voie du progrès qui reste ouverte. C'est sans doute le sentiment de ces difficultés qui a arrêté la Commission du ciment pendant plusieurs années. C'est lui aussi qui doit nous servir d'excuse pour les quelques semaines de réflexion que nous avons prises.

Nous avons cherché à aller vite. Peu de jours après sa désignation, la Commission s'est réunie. Elle a tenu deux séances auxquelles ont été convoqués M.M. Considère et Résal. Là, on a discuté contradictoirement tous les articles du projet de réglement de la Commission du ciment armé, ainsi que le projet de circulaire et le rapport de M. Considère qui l'accompagne.

Puis la Commission s'est ajournée en chargeant le soussigné de préparer ses propositions.

Dans l'intervalle, le soussigné a reçu, au nom de la minorité de la Commission du ciment armé, un projet de réglement signé par M. l'ingénieur en chef Rabut et M. l'ingénieur Mesnager, deux membres très qualifiés, eux aussi, de ladite Commission.

Leurs observations portaient sur deux points ; l'un relatif à la valeur du coefficient d'élasticité du béton, l'autre tendant à ce que les prescriptions contenues dans le projet de réglement relativement aux calculs de résistance des matériaux soient de beaucoup abrégées et réduites à quelques indications générales, de façon à éviter tout ce qui pourrait tendre à restreindre, en cette matière, la liberté scientifique des ingénieurs, sauf à reporter dans la circulaire les explications ou les conseils que l'on pourrait juger utile de leur donner.

Sur ce dernier point, tout le monde a fini par tomber d'accord et c'a aussi été le sentiment du Conseil général des ponts et chaussées dans la séance où l'affaire est venue en discussion, et a été, après un échange d'observations, renvoyée à la Commission que nous avons l'honneur de présider.

A l'appui de leurs observations sur le coefficient d'élasticité, MM. Rabut et Mesnager ont joint les résultats d'une série d'expériences faites par M. Mesnager, expériences que nous avons naturellement versées au dossier ainsi que diverses autres pièces, notamment un projet de règlement préparé par ces Messieurs.

Des expériences dont il s'agit, il ressort que jusqu'à un effort de 60 kilogrammes par centimètre carré le béton expérimenté par eux et composé de 300 kilogrammes de ciment de Portland pour 400 litres de sable et 800 litres de gravier, est environ égal à 1/10 du coefficient d'élasticité de l'acier. C'est aussi ce qui ressort à peu près des expériences de M. le professeur Bach de Stuttgart, et de celles qui avaient été entreprises en France, dès les débuts du ciment armé, à la demande du regretté directeur des phares, Bourdelles.

C'est ainsi muni d'une part des explications échangées pendant nos deux premières séances avec les deux représentants de la majorité de la Commission du ciment armé, MM. Considère et Résal, des explications fournies au nom de ceux de la minorité de la Commission, que le soussigné s'est mis à l'œuvre pour préparer, non sans de fréquents scrupules, les projets d'instructions et de circulaire que la Commission a l'honneur de soumettre à l'examen du Conseil.

A ce mot "règlement" employé par la Commission du ciment armé, nous avons substitué le mot "Instructions" qui, tout en ayant le même caractère obligatoire pour les ingénieurs, s'annonce comme moins permanent. Il convient en effet de prévoir que l'expérience des chantiers, comme celles des laboratoires et comme la théorie pourront modifier les vues qu'on a actuellement sur le ciment armé et, par suite, amener à faire des retouches aux prescriptions actuelles.

En principe, nous avons cherché à condenser ces instructions en un petit nombre d'articles, brefs et précis.

Elles sont divisées en quatre parties :

I. Données à admettre dans les projets relatifs au béton armé ;
II. Calculs de résistance (à appuyer sur ces données) ;
III. Exécution des travaux ;
IV. Épreuve des ouvrages.

I. Données à admettre. — Ces données comprennent deux parties distinctes : les surcharges et les coefficients de travail.

Il n'y a rien à dire relativement aux surcharges. Elles sont les mêmes pour les ouvrages en ciment armé que pour leurs similaires en d'autres matières.

La fatigue à la compression du ciment armé a été admise avec 28/100 de la résistance à l'écrasement du béton non armé de même composition après 90 jours de confection, cette résistance étant mesurée sur un cube de $0^{m}.20$ de côté.

La Commission du ciment armé, dans son projet de réglement, n'avait indiqué la fatigue maxima à admettre que pour trois espèces de ciments qui sont formées de 800 litres de gravier, 400 litres de sable avec respectivement les trois dosages.

300, 350 et 400 kilogrammes de Portland.

Elle a trouvé pour ces bétons respectivement les résistances suivantes en kilogrammes par $c.m^{2}$:

Au bout de 28 jours :
107, 120, 133 kilogrammes.

Au bout de 90 jours :
160, 180 et 200 kilogrammes.

Elle admet dans son réglement les limites de fatigue ci-après :
46, 52, 58 kilogrammes.

La règle que nous proposons donne :
44,8, 50,4, 56 kilogrammes.

c'est-à-dire sensiblement les mêmes chiffres. Nous sommes donc d'accord avec elle et notre formule a l'avantage de s'étendre à d'autres ciments de compositions très variables qui peuvent être employés dans la pratique.

Mais ce n'est pas sans hésitation que nous avons suivi la Commission sur ce point. Ce taux de fatigue des 28/100 de la résistance après 90 jours est élevé et beaucoup plus élevé que les chiffres similaires admis dans d'autres réglements, notamment dans les réglements allemands ou suisses. Là où nous admettons une fatigue de 51 kilogrammes, on n'admettrait guère que 30 à 35 kilogrammes.

MM. Résal et Considère, au nom de la Commission du ciment armé ont insisté pour le maintien des chiffres proposés par cette Commission après une longue discussion en présence des représentants de l'Industrie qui ont fait partie de la Commission. Ils ont fait valoir que les chiffres admis sont ceux couramment usités dans la pratique et l'industrie ne pourrait pas se contenter de chiffres notablement moindres. M. Considère nous a fait connaître depuis que les réglements étrangers sont déjà anciens eu égard aux rapides progrès accomplis par le béton armé, qu'ils donnent lieu, au point de vue spécial dont il s'agit, à des réclamations de la part des constructeurs et que vraisemblablement soit par tolérance, soit par une modification aux prescriptions existantes, on sera amené à élever notablement le taux de fatigue admis à une époque où on n'avait pas encore, en matière de béton armé, l'expérience acquise depuis.

Nous verrons d'ailleurs que les données adoptées pour les calculs de résistance sont de nature à rassurer sur les valeurs adoptées pour les taux de fatigue aux articles 4 et 5.

Ce dernier article permet de majorer le taux normal de fatigue admis à l'article 4.

Il constitue une innovation relativement aux instructions étrangères qu'il nous a été donné de consulter, en ce qu'il encouragera les constructeurs à porter leur attention non seulement sur les armatures longitudinales, mais aussi sur les armatures transversales qui ont une influence considérable sur la solidité de ce genre de constructions. Il mérite d'être conservé. Il est formulé sous forme générale dans les instructions. Le commentaire qu'y donne la circulaire avec le coefficient de majoration $\left(1+m'\frac{V'}{V}\right)$ guidera les Ingénieurs dans l'adoption du taux de la majoration suivant le cas. Par une sorte d'interprétation rapide, on peut avec une suffisante approximation, passer des cas spécifiés dans la circulaire à des cas différents pour le choix du coefficient m' qui reste seul à l'appréciation des Ingénieurs.

II. Calculs de résistance. — On voit que nos instructions se bornent à quelques prescriptions générales qui laissent aux ingénieurs la plus absolue liberté dans les méthodes de calcul qu'ils croiront devoir employer, sous la seule réserve de ne pas substituer les méthodes empiriques des spécialistes aux méthodes plus sûres tirées de la résistance des matériaux ou de la théorie de l'élasticité. Mais comme, d'autre part, il est à notre connaissance que beaucoup d'ingénieurs seraient très heureux d'avoir quelques indications qui puissent leur servir de guide dans ces calculs nouveaux pour beaucoup d'entre eux, nous avons, dans la circulaire, cherché à donner à ce désir la satisfaction la plus large possible, tout en y faisant remarquer que les formules et même les méthodes indiquées n'ont aucun caractère obligatoire et que toutes autres méthodes, pourvu qu'elles soient rationnelles, seront admises par l'Administration.

Nous devons insister, non sur les formules contenues dans la circulaire et qui sont déduites des principes de la résistance des matériaux relatifs aux pièces à sections homogènes, mais sur l'une des données qui y est indiquée ou conseillée et qui, comme celle signalée plus haut à l'occasion de l'article 5, innove relativement à ce qui existe et est de nature, comme nous l'avons fait prévenir plus haut, à atténuer sensiblement ce que le taux élevé de fatigue à la compression du béton admis aux articles 4 et 5 peut avoir de hardi. Il s'agit d'un nombre que l'on admet dans les calculs de résistance pour exprimer l'équivalence, à section égale, entre le béton et l'armature. Dans les formules de la plupart des auteurs français et étrangers, on admet que dans la compression d'un prisme armé, chaque centimètre carré de l'armature longitudinale supporte une part de charge m fois plus grande que ne le ferait un centimètre carré de béton occupant la même place.

Théoriquement, le nombre m serait le rapport entre les modules d'élasticité du métal et celui du béton. MM. Rabut et Mesnager demanderaient que ce nombre fût pris égal à 10. En Suisse et en Allemagne, comme aussi d'après les auteurs français et belges, on adopte de préférence la valeur 15.

Il est vraisemblable qu'avec ce dernier chiffre on attribue souvent au métal une influence plus grande que la réalité, et au béton une influence trop faible, de sorte que celui-ci supportera en réalité une fatigue plus grande que celle que supposent les calculs.

L'innovation de la circulaire consiste à proposer pour ce nombre m, non pas une valeur immuable, telle que 10 ou 15, mais une valeur dépendant à la fois des dispositions de l'armature longitudinale et de celles des armatures

transversales ou obliques qui les solidarisent. On admet que le nombre m peut ainsi varier, suivant que les dispositions des armatures sont plus ou moins bien combinées entre un minimum de 8 et un maximum de 15.

Cette manière de faire semble très rationnelle théoriquement, outre qu'elle s'ajoute aux prescriptions de l'article 5 des instructions, pour inciter les praticiens à bien étudier les dispositions combinées des armatures longitudinales et transversales.

Nous nous sommes assuré d'ailleurs qu'on arrive à un coefficient de sécurité bien plus constant qu'avec les ouvrages calculés dans l'hypothèse de la constance de m, ce qui diminue sensiblement le danger pouvant résulter du coefficient de fatigue élevé qu'on a adopté aux articles 4 et 5 des instructions.

Pour bien comprendre le genre de vérification que nous avons poursuivi, il convient de préciser le sens qu'on attache à l'expression : coefficient de sécurité.

Supposons une colonne en béton armé où, d'après les calculs de résistance, le béton travaille à raison de 50 kilogrammes par cm^2, tandis qu'un cube du même béton non armé se romprait après 90 jours sous une charge de 200 kilogrammes par cm^2.

On dira que le coefficient de sécurité est 4 (et cette observation s'applique aussi aux ouvrages autres que ceux en béton armé), ce n'est là qu'un coefficient conventionnel, le seul en général qu'on puisse fixer et dont il faut, par suite, se contenter dans la pratique. Le vrai coefficient de sécurité ne pourrait s'obtenir qu'en rompant non plus un cube de béton non armé, mais en rompant la colonne elle-même. Or, il est probable que, même abstraction faite du flambage que nous supposons combattu, la colonne se romprait sous une charge autre que le cube du béton. Si elle n'était pas armée elle se romprait sous une charge un peu plus faible en raison des points faibles que comporte un ouvrage de plus grandes dimensions et moins bien soigné, dans ses moindres détails, qu'un échantillon cubique de 0m20 de côté. Grâce à l'armature, et c'est là son but ou du moins l'un d'eux, il se peut que la colonne supporte, avant rupture, une charge égale ou supérieure à celle qu'a pu supporter l'échantillon cubique.

Dans le premier cas, le coefficient de sécurité, conventionnellement rapporté à cet échantillon serait trompeur et illusoire. Dans le second, au contraire, il serait très sûr puisqu'il ne pourrait qu'être égal ou inférieur au coefficient de sécurité réel.

En tous cas ce dernier ne peut s'obtenir que par destruction direct de l'ouvrage considéré. Ce coefficient réel nous l'avons déterminé sur un prisme déterminé, sur un prisme de béton armé à base carrée de $0^m.25$ de côté et de 1 mètre de hauteur portant diverses armatures, à l'aide d'expériences de rupture très précises de M. le professeur Bach. Aux charges de rupture expérimentalement déterminées nous comparons les fatigues qui résulteraient :

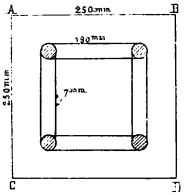
1° De l'emploi des formules de résistance avec un coefficient m constant et égal à 15 ;

2° De l'emploi des formules avec un coefficient m variable entre 8 et 15 selon les règles indiquées dans la circulaire et en faisant d'après ces règles des interpolations à vue et avec les majorations de la fatigue admises par l'article 5 des instructions pour l'emploi des coefficients de majoration :

$$1 + m' \frac{V'}{V}$$

le coefficient m' étant également obtenu dans chaque cas, d'après les règles indiquées dans la circulaire.

Voici les données expérimentales et les résultats obtenus :



Section du prisme :

$\Omega = 25 \times 25 = 625^{m^2}$.

Volume V des ligatures :

$V = 62^{m^3}645$

Ces prismes essayés (figure ci-dessus) ont une section carrée ABCD de 250 m m. de coté. Ils sont armés de 5 tiges éloignées d'axe en axe de 180 mm. et ayant des diamètres d variables de 15 à 30 mm.

Ces tiges longitudinales sont réunies deux à deux par des tiges formant ligatures transversales doubles suivant les quatre côté d'un carré.

Toutes ces tiges ont 7 mm. de diamètre.

L'écartement de ces armatures transversales dans le sens de l'axe du prisme varie de 0 m. 25 à 0 m. 0625.

Voici le résumé des cinq séries d'expériences :

Tableau I.

N° de l'expérience.	Diamètre d des armatures longitudinales. mm. 2	Ecartement des armatures transversales. cm. 3	Valeur moyenne de la charge de rupture. Kgs par cm². 4	Sections des armatures longitudinales. $\omega = 4\frac{\omega d^2}{4\pi c}$ cm². 5
1	15 mm	25 cm 00	168	7,1 cm³
2	15	12 50	177	7,1
3	15	6 25	205	7,1
4	20	25 00	170	12,6
5	30	25 00	190	28,3

Ajoutons que la charge de rupture du prisme non armé a été de trouvée de 111k,25
et celle d'un mètre cube de ce béton de 175k,25

En supposant $m = 15$ appelant R_t la fatigue admise pour le béton la charge totale N que pourrait supporter le béton serait :

$$N = R_t (625 + 15\omega) \qquad [A]$$

En prenant R_t 35 kilogrammes, ce qui serait conforme aux instructions allemandes, on trouve :

$$N = 35 (625 + 15\omega) \qquad [A']$$

Tableau II.

Tableau II.

N° de l'excentricité	$\frac{15\,w}{cm^2}$	$625 + 15\,w$	N Kgs.	$\frac{N}{625}$	Charges de rupture.	Coefficient de sécurité effectif.
1	2	3	4	5	6	7
1	106	731	25,585	40.9	168	4.1
2	106	731	25,585	40.9	177	4.3
3	106	731	25.585	40.9	205	5.0
4	189	814	28,490	48.6	170	3.7
5	424	1,049	36,715	58.7	190	3.2

La colonne 5 donne la charge théorique par cm² que supporte le béton de la colonne. La colonne 6, reproduction de celle 3 du tableau I donne les charges de rupture effectives correspondantes. En divisant les chiffres de la colonne 6 par ceux correspondants de la colonne 5 on aura dans chaque cas le coefficient de sécurité effectif. On voit qu'il a des variations très considérables. Il varie entre 5 et 3,2 ce qui indique que la formule [A], c'est-à-dire l'hypothèse de la constance de m peut conduire à de sérieux mécomptes.

Faisons à présent les mêmes calculs en supposant m variable. En suivant les règles indiquées dans la circulaire, on est amené par des interpolations à donner à m les valeurs du tableau ci-après.

D'autre part, nous admettons en nombre rond, d'après l'article 4 des instructions, pour le béton une fatigue de 50 kilogrammes au lieu de celle de 35 admise ci-dessus, et en vertu de l'article 5 nous majorons cette fatigue d'après les coefficients de majoration :

$$1 + m' \frac{V'}{V}$$

ce qui porte à :

$$R_1 = 50 \left(1 + m' \frac{V'}{V}\right). \qquad [B]$$

D'après les règles indiquées dans la circulaire nous sommes amené à prendre pour m, les valeurs du tableau ci-dessous. Les charges N à faire supporter à la colonne seront données par la formule :

$$N = R_1 \left(625 + m w\right). \qquad [B']$$

On a ainsi :

N° 1	m 2	m c v / cm² 3	625 + m c v 4	Écartement des armatures transversales 5	m' 6	$\frac{V'}{V}$ 7	$\bar{\pi}_f = \bar{\pi}_0 / (1 + m'\frac{V'}{V})$ 8	Λ Kg 9	$\frac{\Lambda}{625}$ 10	Coefficient de sécurité effectif 11
1	10	71	696	0m.25	8	0,00401	51,6	35.913	57.4	2.9
2	12	85	710	0.125	12	0,00802	54,8	38.908	62.3	2.8
3	15	106	731	0 0625	15	0,01604	62,0	55,322	72.5	2.8
4	9	113	738	0 25	8	0,00401	51,6	48,080	60.9	2.8
5	8	226	851	0 25	8	0,00400	51,6	113,911	70.2	2.7

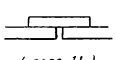
Les chiffres de la colonne 9 sont obtenus par la formule [B']. Ceux de la colonne 11 en divisant la valeur des charges de rupture (tableau I. colonne 3) par les chiffres de la colonne 10. Et ici on voit que les coefficients de sécurité effectifs ont une constance remarquable, ce qui permet d'être plus hardi sur la fatigue théorique à admettre.

III et IV. — Exécution des travaux et épreuves des ouvrages. — Les instructions sur ces deux matières se justifient d'elles mêmes et nous n'avons pas à nous y arrêter ici.

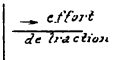
En résumé la Commission a fait son possible pour donner aux Ingénieurs des instructions aussi précises que le comporte le sujet, à éclaircir ces instructions en tant que de besoin par la circulaire à y joindre, et à faciliter les calculs de résistance à ceux des ingénieurs qui le désirent, le tout sans empiéter en rien sur leur libre arbitre, lequel doit rester ici plus absolu que partout ailleurs puis-qu'il s'agit d'une province nouvelle dans l'art de bâtir qui s'offre à leurs études et à leur activité, et dans laquelle d'ailleurs plusieurs d'entre eux ont été parmi les premiers pionniers qui ont préparé les voies actuellement suivies.

L'Inspecteur Général,
Président et rapporteur de la Commission,

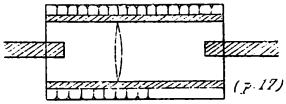
Maurice Lévy



(page 11.)



(page 27)

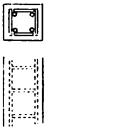


(p. 17)



(p. 18.)







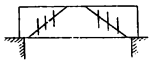
(page 19.)



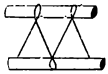
(p. 20.)



(p. 20.)

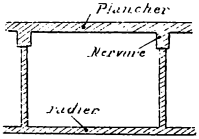


(p. 21.)





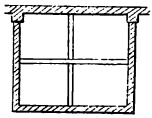
(p. 21.)



(page 57.)

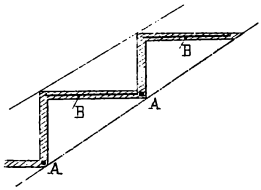


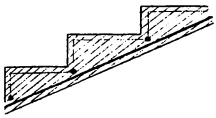
(p. 57.)



(page 58.)







© École nationale des ponts et chaussées