

UNIVERSITÉ de LIÈGE
—
FACULTÉ des SCIENCES
APPLIQUÉES

Cours édité par la
Société Coopérative de l'A. E. E. S.
17, rue Sœurs de Hasque, Liège

Fernand CAMPUS

Professeur à l'Université de Liège

COURS DE CONSTRUCTIONS DU GÉNIE CIVIL

Première partie : **OUVRAGES D'ART**

Première section : **ÉLÉMENTS DE PONTS**

FASCICULE II

PONTS EN MAÇONNERIE



MAISON DESOER
21, rue Ste-Véronique
— LIÈGE —

1947

Tous droits de reproduction réservés.

ÉTUDE GÉNÉRALE
DES PONTS EN MAÇONNERIE-VOÛTES

§1.- DISPOSITIONS GÉNÉRALES.- (fig. 1)

Les ponts en maçonnerie sont constitués, en règle générale, par des voûtes en berceau, c-à-d. cylindriques, reposant sur des culées et éventuellement des piles intermédiaires (pl. 1, fig. 1). La partie la plus haute s'appelle clef; les parties les plus basses, naissances ou retombées; intermédiairement, à mi-hauteur, les reins (1). La distance horizontale des naissances, généralement établies au même niveau, est l'ouverture et la distance verticale de la clef à la ligne des naissances, est la flèche ou montée. La surface inférieure de la voûte est l'intrados ou douelle, la surface supérieure, l'extrados.

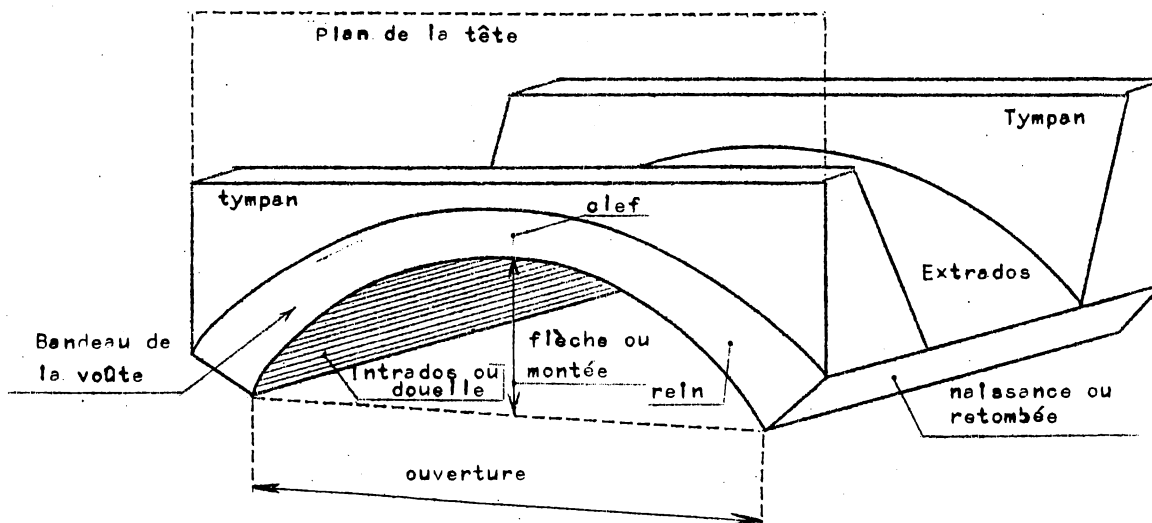


Fig. 1.

L'ouverture et la flèche se mesurent généralement par rapport à l'intrados. Le rapport de la flèche à l'ouverture mesure le surbaissement. Un surbaissement plus grand exprime par un rapport numérique moindre. Il est plus

(1) principalement pour les voûtes en plein cintre ou peu surbaissées (voir §3)

logique à ce point de vue de considérer le rapport inverse du surbaissement, appelé élancement. Un élancement plus grand s'exprime par une valeur numérique plus grande.

Théoriquement, il faudrait effectuer ces mesures sur la fibre médiane de la section longitudinale de la voûte; on obtiendrait ainsi la portée et la flèche de l'axe, dont le surbaissement est généralement un peu plus faible, numériquement plus grand. Dans sa forme la plus simple, envisagée ci-dessus, une voûte forme donc un segment d'anneau cylindrique, que l'on appelle souvent anneau, dont les faces terminales sont les têtes. Le niveau de la voie est défini par l'épaisseur du revêtement de l'extrados à la clef, sa distance à l'extrados croît de la clef aux naissances. Dans les petits ouvrages, la différence est rachetée en remblayant les reins de la voûte, éventuellement en partie avec du béton maigre. Entre les terres et les maçonneries, pour éviter l'humidification des maçonneries, on dispose une chape, aussi imperméable que possible et on veille à l'écoulement des eaux d'infiltration par des crépines métalliques traversant les maçonneries.

Dans les plans des têtes, pour maintenir les terres, il faut surmonter les voûtes de murs de soutènement que l'on appelle tympan et qui sont terminés par une tablette appelée corniche, plinthe ou couronnement, qui porte le garde-corps ou parapet, sauf si les trottoirs sont en encorbellement (Pl. 4, fig. 1).

Ce dispositif à tympan pleins avec remplissage est très lourd: il convient pour les petits ouvrages; le poids contribue à la stabilité, notamment en vue des surcharges mobiles. Pour les grands ouvrages, ce supplément de poids n'est plus utile, mais plutôt nuisible; on élégit alors la voûte.

Les élégissements peuvent être transversaux ou longitudinaux. Les élégissements transversaux peuvent être cachés par un tympan plein, qui n'est d'ailleurs plus qu'un masque et peut être léger. Mais, généralement, ils sont apparents, au moins certains d'entre eux, et sont constitués par des arcatelles en maçonnerie (voûtes) (Pl. 2, fig. 4) ou béton armé (hourdis) portées par des parois transversales. Ces arcatelles règnent depuis les naissances jusqu'aux reins, où la hauteur le permet, et portent le tablier proprement dit. Parfois, notamment si le tablier est en béton armé, les parois sont remplacées par des lignes transversales de colonnes. Certains ponts (notamment sous le chemin de fer de Liège à Verviers), présentent de grands élégissements transversaux, constitués par une voûte franchissant l'espace entre les reins de deux voûtes voisines au-dessus de la pile intermédiaire (Pl. 18, Fig. 2c et 2d). Ce dispositif est certes efficace, mais il n'est pas très rationnel, en ce sens qu'il ne paraît pas avantageux de disposer une voûte au-dessus d'une pile où l'appui peut être réalisé très facilement. Il est aussi irrationnel de reporter sur les reins des charges concentrées importantes, alors que les voûtes sont conçues pour résister à des efforts répartis. Il est préférable d'élégir la pile en soi et de constituer de part et d'autre de cette pile, des élégissements allant de la pile aux reins (Pl. 19 fig. 2b), éventuellement sans appuis intermédiaires, ce qui est possible avec un tablier en béton armé. Toutefois, dans ce dernier cas, on reporte de nouveau des charges concentrées aux reins.

Les élégissements apparents jouent un grand rôle dans l'aspect du pont, ils donnent une impression de légèreté (Pl. 53, 54 et 55). Ils doivent être bien proportionnés et appropriés aux dispositions de l'ensemble. Les arcatelles conviennent bien, surtout lorsqu'il y a plusieurs arches voisines identiques ou presque; leurs dimensions s'établissent par des considérations analogues à celles des viaducs. L'effet est éventuellement moins satisfai-

sant lorsqu'une grande voûte à arcatelles est suivie de voûtes moyennes sans arcatelles (Pl. 53, fig. 2).

Les élégissements longitudinaux sont à tympan plein (Pl. 8, fig. 2). Ils consistent à établir un tablier entre les 2 tympans, au moyen de voûtes ou de hourdis en béton armé reposant éventuellement sur des parois longitudinales intermédiaires. L'inconvénient des voûtes d'élévation est d'exercer des poussées vers l'extérieur sur les tympans. Il faut donc leur donner de fortes épaisseurs ou bien munir les voûtes de tirants métalliques vers les naissances, pour compenser l'effet des poussées. Le hourdis en béton armé évite ces inconvénients (Pl. 19, fig. 1). Le hourdis en béton armé sur colonnes est, à vrai dire, une combinaison des deux systèmes d'élévation.

Au point de vue de la résistance de la voûte, le mode d'appui est important. On distingue les voûtes inarticulées ou encastrées, semi-articulées et articulées et, dans les deux derniers cas, à 2 ou 3 articulations.

La différence entre ces trois types n'est d'ailleurs qu'une question de degré, les articulations employées sont plus ou moins imparfaites, les semi-articulations encore davantage et les voûtes inarticulées ne sont pas, à vrai dire, encastrées, si l'on tient compte de la faible capacité d'extension de la maçonnerie et de la possibilité toujours latente de fissuration.

Par suite de leur forme voûtée, les ponts en maçonnerie demandent toujours une hauteur libre de construction assez grande, surtout pour les pleins cintres.

52.- FORMES D'INTRADOS DES VOÛTES.-

Les formes d'intrados sont les plus diverses, elles sont principalement définies par le surbaissement et en second lieu par les charges.

A vrai dire, les charges définissent plutôt l'axe médian de la voûte, qui doit, en principe, être le plus possible confondu avec le funiculaire des charges supportées par la voûte.

L'intrados en dérive par la considération des épaisseurs nécessaires pour éviter des contraintes excessives. Le progrès des méthodes de calcul a fait adopter cette dernière manière de procéder pour les grandes voûtes modernes. Auparavant on déterminait généralement, au préalable, le tracé de l'intrados, souvent par des considérations d'aspect. Ensuite on déterminait les épaisseurs, souvent empiriquement, et on vérifiait la stabilité du système par des méthodes spéciales. Eventuellement, on corrigeait après coup le tracé de l'intrados pour qu'il corresponde mieux aux lignes des pressions; cette opération s'appelle cambrer l'intrados. On procède encore de cette manière pour les petites voûtes de faible ouverture et faible surbaissement.

Les tracés les plus habituels anciennement et encore utilisés pour les petites voûtes sont effectués au moyen de courbes circulaires. S'il y a un centre, on a une voûte en arc de cercle. L'ouverture de la flèche d'intrados détermine le rayon. Le surbaissement est variable. Le plein cintre correspond au surbaissement le plus faible, qui s'exprime numériquement par $1/2$.

Pour les voûtes d'un élancement plus grand, on emploie parfois l'anse de panier, courbe circulaire à plusieurs centres, c'est-à-dire formée d'arcs de cercle tangents de rayons différents.

L'aspect de ces courbes est peu satisfaisant à cause des discontinuités de courbures. Elles s'atténuent lorsque le nombre de centres est très grand. Le nombre des centres doit être d'autant plus grand que le surbaissement est plus grand. Pour arriver à un tracé satisfaisant, on se sert de tables telles que celles de Michal, établies en vue de rapprocher le plus pos-

sible l'anse de panier d'une ellipse. Dans ces conditions, les ingénieurs modernes français constructeurs de voûtes sont d'avis qu'il est préférable d'adopter l'ellipse. Nous nous rangeons à cet avis et n'exposons pas le tracé des anses de panier que l'on trouve dans les manuels et aide-mémoires.

Pour les voûtes surbaissées, on peut employer l'ellipse surbaissée, la parabole, des arcs de développante de cercle, de cycloïde, etc..., des ogives circulaires surbaissées, etc... On peut avoir par rapport au plein cintre, des voûtes surhaussées en ogive, en ellipse et en parabole. Ces courbes sont parfois déformées géométriquement, cambrées en vue de correspondre mieux à la ligne des pressions. M. Séjourné a fait usage de ce moyen pour la construction de ses ponts. Ces questions sont d'ordre plutôt géométrique que statique, sans être essentielles pour les principes de construction des ponts. Il est à remarquer qu'une courbe définie analytiquement est plus commode qu'une courbe géométrique, le tracé réel devant se faire par abscisses et ordonnées.

En règle générale, on emploie pour les petites voûtes des courbes à définitions simples: cercle, ellipse, parabole. Pour les grandes voûtes, on détermine l'axe d'après la courbe des pressions et l'intrados d'après les épaisseurs. Ultérieurement, on remplace éventuellement cet intrados par une courbe plus satisfaisante pour l'oeil, à la condition qu'elle soit très voisine du tracé théorique et ne modifie pas la répartition des contraintes d'une manière sensible.

Nous montrerons plus loin que ces courbes sont généralement des fonc-paraboliques d'ordre pair:

$$y = \sum_{n=1}^n Ax^{2^n}.$$

(équation rapportée à la tangente horizontale à la clef, et à la normale correspondante).

13.- EPAISSEURS DES VOUTES.-

Les épaisseurs des voûtes se comptent, théoriquement, normalement à l'axe entre l'intrados et l'extrados. Pratiquement, on les compte souvent normalement à l'intrados. La différence n'est pas considérable. Le tracé de l'extrados est déterminé par celui de l'intrados et les épaisseurs. Il lui est parallèle si l'épaisseur est constante, ce qui ne s'emploie guère que pour les petites voûtes. Pour les grandes voûtes, l'épaisseur est généralement variable. Les grands constructeurs, comme M. Séjourné, en ont, le plus souvent, usé ainsi. Les avis peuvent différer au point de vue de l'aspect, surtout en ce qui concerne les voûtes à trois articulations; en réalité, c'est une question de goût, d'appréciation ou de mesure.

La variation des épaisseurs est une tendance moderne, qui est susceptible de donner une impression de légèreté et de mettre en relief l'action de l'arc. Mais l'exagération peut produire un effet disgracieux; il faut user de modération.

Les épaisseurs des voûtes s'établissent le plus souvent au préalable par des formules empiriques, déduites de l'expérience. Il en existe de nombreuses. Nous envisagerons uniquement les formules du type de celles établies par M. Croisette-Desnoyers pour l'épaisseur à la clef:

$$e_0 = a + b\sqrt{l} \quad (\text{en m}),$$

ℓ étant l'ouverture en mètres, mais avec les coefficients de M. Séjourné :

$$e_0 = \alpha (1 + \sqrt{\ell}) \mu. \quad (a = \alpha, b = \mu \alpha)$$

Pour les voûtes inarticulées, on a pour les valeurs de α (en fonction du m) :

	Valeurs extrêmes	Valeur moyenne
ponts-routes	0,12 à 0,18	0,15
ponts-rails à voie normale	0,15 à 0,21	0,18
ponts-rails à voie étroite	0,14 à 0,20	0,17

Pour les voûtes semi-articulées à trois semi-articulations :

ponts-routes	0,11 à 0,07	0,09
Ponts-rails à voie normale	0,15 à 0,10	0,13

Pour les voûtes articulées à trois articulations :

ponts-routes, articulation à lame de plomb	0,12 à 0,08	0,10	} moy. } gén. } 0,09
" " , articulations roulantes	0,12 à 0,06	0,09	
" " , articulations tournantes	0,10 à 0,04	0,08	
ponts-rails à voie normale :			
articulations à lame de plomb	0,135 à 0,125	0,13	
articulations roulantes	0,17 à 0,07	0,13	

M. Séjourné ne donne pas de valeurs de α pour les voûtes à deux articulations, qui sont de conception récente et peu usitées. Il semble que l'on puisse se guider d'après les voûtes non articulées.

Pour les pleins cintres :	$\mu = 1$	($\sigma = 1/2$)
Pour les arcs de cercle surbaissés ;	$\mu = 1,33 (1 - \sigma + \sigma^2)$	($\sigma < 1/2$)
Pour les ellipses :	$\mu = \frac{4}{3 + 2\sigma}$	(")

σ est le surbaissement = $\frac{f}{\ell}$.

Pour les voûtes inarticulées, ℓ se mesure suivant l'ouverture aux naissances et le surbaissement par rapport à l'intrados.

Pour les voûtes à 3 articulations, toujours surbaissées, on a : $\mu = 1,33 (1 - \sigma + \sigma^2)$; ℓ est la portée mesurée entre les articulations des naissances et le surbaissement se mesure pour la rotule de clef par rapport à celles des naissances. M. Séjourné a établi un tableau des valeurs de μ pour divers surbaissements, d'après les formules ci-dessus (grandes voûtes, tome VI).

L'épaisseur aux reins $e_r = \lambda e_0$ pour les voûtes inarticulées.

Pour les voûtes en plein cintre, les reins sont au milieu de la montée et $\lambda = 2,00$.

Pour l'ellipse, les reins sont au milieu de la montée et $\lambda = 1 + 2\sigma$.

Pour les arcs d'ouverture angulaire supérieure à 120° , on prend les reins sur les rayons écartés de part et d'autre du rayon vertical de clef de 60° et on prend $\lambda = 2$.

Cette règle est justifiée par le fait que, si l'on suppose la voûte simplement comprimée et soumise uniquement à des charges verticales, l'effort normal est :

$$N = \frac{H}{\cos \omega}$$

ω est l'angle du plan de la section considérée avec le plan vertical de la section de clef.
Si $\omega = 60^\circ$, $\cos \omega = \frac{1}{2}$ et $N_{60} = 2 H$. Pour avoir même pression unitaire qu'à la clef, il faut donc: $e_r = 2 e_0$.

Lorsque l'ouverture est moindre, ce qui correspond à $\sigma < \frac{1}{2\sqrt{3}}$, les reins sont aux naissances et on a: $\lambda = 1 + 12 \sigma^2$.

Pour les voûtes à trois articulations, on a toujours: $\lambda = 1 + 12 \sigma^2$ pour l'épaisseur aux naissances. Pour l'épaisseur à la partie la plus renflée, on a:

$$e_r = \lambda e_0.$$

Pour le facteur λ , on n'a pas de spécifications bien déterminées. D'après les ponts exécutés, on relève une valeur moyenne de 1,40, mais il est recommandable, en vue de l'aspect, de réduire cette valeur.

Pour les grandes voûtes encastrées surbaissées, on considère souvent la formule: $e = e_0 \frac{1}{\cos \omega}$ qui donne un renforcement continu de la voûte depuis la clef jusqu'aux naissances. ω est l'angle de la section considérée avec la section verticale de clef. C'est pour les voûtes encastrées de surbaissement moyen, une forme très favorable. Pour les grands surbaissements, l'accroissement d'épaisseur vers les retombées donné par cette formule est trop faible.

On peut recourir à d'autres formules de variation des épaisseurs. Nous verrons dans l'étude des grandes voûtes que l'on considère parfois simultanément $\Omega \cos \omega = \text{constante}$ (Ω est la surface de la section de clef) et $I \cos \omega = \text{constante}$ (I est le moment d'inertie central de la section de clef). On peut réaliser rigoureusement ces conditions en conservant l'épaisseur e constante et en faisant varier la largeur b de l'anneau suivant la loi $b \cos \omega = b_0 = \text{constante}$ (b_0 étant la largeur de la clef).

Ce dispositif est satisfaisant et rationnel pour les voûtes assez surbaissées pour $\omega < 30^\circ$, d'où $\cos \omega > \frac{\sqrt{3}}{2} = 0,865$ et $b = \frac{b_0}{\cos \omega} < 1,155 b_0$.

Il peut donner un aspect élégant.

En règle générale, on établira un schéma d'après les dimensions ci-dessus et on corrigera, dans le sens voulu, d'après les calculs de vérification.

Les formules ci-dessus sont établies surtout pour les grandes voûtes.

Pour les petits ouvrages, nous donnerons plus loin des spécifications plus particulières.

§4.- CONSIDERATIONS GÉNÉRALES SUR LA RÉSISTANCE ET LE CALCUL DES VOÛTES.

Les voûtes constituent des arcs au point de vue de leur résistance. Nous n'envisagerons ici que des voûtes en berceau, en supposant une répartition uniforme des charges dans le sens transversal, de sorte que le problème de stabilité est plan.

Le principe de la résistance ou de la stabilité des voûtes est que la ligne des pressions, lieu des points de passage de résultantes des forces sollicitant la voûte dans les diverses sections transversales, soit aussi voisine que possible de l'axe médian de la voûte, de telle sorte que sa sollicitation soit, dans toutes les sections, aussi voisine que possible de la compression simple.

Les voûtes reçoivent donc une forme qui suit celle du funiculaire des charges sollicitantes. Leur stabilité dépend essentiellement de leur forme, moins de la résistance des matériaux qui les constituent et pour laquelle on envisage principalement la résistance à la compression.

Que l'arc soit inarticulé ou articulé, il exerce sur ses appuis, du fait des contraintes dues au poids propre et aux surcharges extérieures, aux actions thermiques et aux actions internes telles que le retrait, etc..., des réactions obliques dont la composante horizontale ou poussée est généralement importante et prépondérante dans les arcs surbaissés. La poussée joue un rôle capital dans la stabilité de la voûte et, comme les grandes voûtes sont toujours à tablier supérieur sans tirants, toute la poussée est reportée sur les appuis qui doivent être capables d'y résister sans déplacement appréciable. Un déplacement important des appuis équivaut à une réduction sensible de poussée et met la voûte en danger; elle peut s'écrouler par défaut de poussée. Les arcs à trois rotules sont moins sensibles que les autres aux déplacements des appuis, mais seulement dans d'étroites limites. Des déplacements importants modifieraient les contraintes internes dans un sens dangereux.

Donc un point essentiel de la stabilité des voûtes est l'immobilité et la rigidité des appuis. On conçoit donc que les appuis prennent dans ces ouvrages une importance exceptionnelle.

Comme pour les autres ouvrages en maçonnerie, par exemple les murs de soutènement (Cours de procédés généraux de construction, Fasc. III, Ouvrages terrassés et souterrains), la sécurité des voûtes dépend plus de la stabilité statique que de la résistance des matériaux. On peut, comme pour les murs de soutènement, définir pour les divers joints un coefficient de stabilité au renversement.

Selon la remarque faite pour les murs de soutènement, il est préférable de définir cette stabilité par la limitation de l'excentricité de la résultante (ou de la ligne des pressions). Cette remarque est générale et particulièrement en situation pour les voûtes. Comme elles sont tracées d'après la ligne des pressions, il est particulièrement indiqué de vérifier leur stabilité par le tracé de cette ligne.

Le calcul des tensions dans les diverses sections en découle. Ce n'est que pour les grands ouvrages que les tensions maxima se rapprochent des limites admissibles (cette remarque est aussi générale et applicable notamment aux murs de soutènement).

Le calcul des tensions et des déformations se fait d'après les méthodes de l'élasticité. On peut faire des réserves au sujet de l'application des théories de l'élasticité, basées sur la loi de Hooke, aux maçonneries, alors que les expériences ont prouvé que ces maçonneries satisfont à la loi de Bach:

$$\varepsilon = \frac{\sigma^n}{E},$$

n étant >1. D'autre part, E varie selon qu'il s'agit de traction ou de compression. Dans la maçonnerie des voûtes, on n'admet généralement que de la compression, il faut donc considérer les valeurs correspondantes. n est relativement peu variable pour les matériaux pierreux et le béton et varie de 1,11 à 1,16 environ. Pour les compressions de service, qui sont toujours une fraction assez faible du taux de rupture, on peut admettre la loi de Hooke:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E},$$

et les méthodes basées sur la théorie de l'élasticité. Les observations et mesures des déformations des ponts justifient cette hypothèse d'une manière satisfaisante.

Il y a une objection plus grave aux théories classiques de l'élasticité, c'est qu'elles supposent un état naturel fictif non contraint et que tous les calculs se font par rapport à cet état en négligeant les effets de toutes les déformations, tant élastiques que thermiques et permanentes (retrait) sur les contraintes internes. Dans la résistance des matériaux, on justifie ce point de vue d'une manière générale en admettant que les déformations sont trop faibles pour influencer la répartition des tensions. Ce point de vue est admissible avec une approximation suffisante pour des constructions métalliques qui, vu les hautes résistances, tant de traction que de compression, admettent des excentricités assez grandes de l'effort normal, que les déformations ne peuvent modifier que faiblement.

Mais, dans les voûtes en maçonnerie, on n'admet généralement pas d'extension; il faut pour cela que l'effort normal reste dans le noyau central. Les excentricités sont donc faibles et les déformations totalisées élastiques, thermiques et permanentes (retrait) peuvent être de l'ordre de grandeur des excentricités admissibles. Par exemple, au pont à trois semi-articulations de Munderkingen, (Pl. 55, fig. d) on a trouvé un abaissement total moyen de la clef de 145 m/m à -3° , y compris les effets thermiques, le décintrement ayant eu lieu à la température moyenne de 10° environ. L'épaisseur moyenne de la voûte est de 1,40 m, 1 m. à la clef. (Au pont à trois semi-articulations de Morbegno - Pl. 55, fig. e - on a mesuré un abaissement de la clef de 33 mm. pour un écart de température de 34° observé d'août 1904 à janvier 1905. Ces chiffres vérifient les résultats du calcul, qui donnent 37 mm. pour le granit avec

$$\delta = 8 \times 10^{-6}$$

comme coefficient de dilatation thermique). Les déformations des voûtes sans ou avec articulations sont du même ordre de grandeur.

De tels déplacements sont susceptibles de faire sortir la résultante des actions normales du noyau central et de modifier sensiblement les contraintes, même dans les arcs à 3 rotules, où la courbe des pressions est cependant obligée de suivre l'abaissement de la clef et où les effets thermiques et les déformations permanentes sont moins sensibles.

Le calcul des arcs par la théorie de l'élasticité, tel qu'il sera exposé dans la 2ème partie du cours, est déjà d'une complication assez grande, même en négligeant les effets des déformations. On peut tenir compte des déformations comme dans certains problèmes de flexion composée de pièces droites, mais ce n'est pratiquement utile que pour étudier le flambage des arcs. C'est l'application des méthodes de l'élasticité qui a conduit à reconnaître ces influences, c'est un de ces grands mérites. Elle a ainsi incité les constructeurs à rechercher des moyens d'exécution réalisant, le mieux possible, les hypothèses de calcul et éliminant les effets des déformations permanentes les plus importantes. Elle a attiré aussi l'attention sur les effets thermiques et les précautions à prendre en vue de les limiter. Ces points seront exposés en détail dans la 2ème partie du cours. Il n'est pas nécessaire de les développer pour comprendre que les méthodes de calcul doivent être en concordance avec la résistance réelle des voûtes, qui dépend dans une large mesure de leur mode d'exécution.

On constate par l'application que les erreurs accidentelles dans le tracé graphique de l'axe des voûtes et des funiculaires des charges peuvent donner lieu à de sensibles différences dans les tensions.

Il est donc, d'une manière générale, recommandable d'employer des méthodes numériques pour la détermination de ces éléments et d'effectuer les calculs avec soin.

Ces diverses réserves justifient la condition considérée parfois comme draconienne de proscrire les extensions dans les voûtes non armées. En fait, ce n'est qu'un élément de sécurité destiné à tenir compte des imperfections signalées. Les effets des déformations thermiques ou permanentes peuvent d'ailleurs donner lieu à des extensions qui se manifestent par des fissures, généralement aux reins (pont de Morbegno précité, à la clef des voûtes d'élévation au droit des naissances du pont).

La loi de répartition des pressions, autorisées dans les sections normales des voûtes est la loi du rectangle, du trapèze ou du triangle. Donc, d'une manière générale:

$$t = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I} = \frac{N}{bh} \pm \frac{Ne}{\frac{bh^3}{6}} = \frac{N}{bh} \left(1 \pm \frac{6e}{h} \right) \quad (\text{fig. 2})$$

Pour ne pas avoir à tenir compte de N et de M , on considère généralement les moments M' par rapport aux antipôles des fibres extrêmes, qui sont d'ailleurs les extrémités du noyau central.

On a alors: (fig. 2) $t = \frac{M'}{I}$

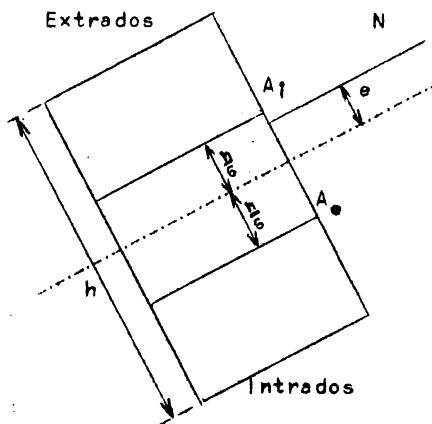


Fig. 2.

$$M'_i = -N \left(\frac{h}{6} - e \right)$$

suivant les règles de signe indiquées aux croquis ci-contre



$$t_i = \frac{N \left(\frac{h}{6} - e \right)}{\frac{bh^3}{6}} = N \frac{h - 6e}{bh^2}$$

$$M'_e = N \left[e + \frac{h}{6} \right]$$

$$t_e = N \frac{h + 6e}{bh^2}$$

t_i et t_e sont > 0 si $e < \frac{h}{6}$, c'est-à-dire si l'effort normal passe à l'intérieur du noyau central; dans ces conditions les moments M'_e et M'_i sont de signes contraires. Il n'y a pas compression partout lorsque les moments sont de même signe.

Connaissant M'_e et M'_i on peut calculer:

$$N = 3 \frac{M'_e - M'_i}{h} \quad e = \frac{M'_e + M'_i}{2N} = h \frac{M'_e + M'_i}{6(M'_e - M'_i)} \quad M = \frac{M'_e + M'_i}{2}$$

Quant aux efforts tranchants, les effets en sont généralement négligeables. En effet, puisque la ligne des pressions dans une voûte stable est voisine de la fibre moyenne, l'angle de glissement est nécessairement faible.

La condition de sécurité est $N_f \geq T_s$ avec $s \geq 2$, f étant le coefficient de frottement de la maçonnerie sur elle-même dans les sections normales à l'axe.

L'étude des déformations élastiques est examinée dans la 2^{ème} partie du cours.

Les charges à envisager sont principalement le poids mort total. Il est prépondérant et c'est indispensable, car les charges mobiles font varier la ligne des pressions. Or, l'espace de variation disponible est limité à la région centrale et est donc faible, à moins de donner des épaisseurs exagérées aux voûtes. L'effet prépondérant des charges fixes a pour effet de fixer la ligne des pressions, que les surcharges mobiles ne peuvent déplacer que faiblement de part et d'autre d'une position moyenne. D'autre part, on sait que l'écart entre la ligne des pressions et l'axe de l'arc, détermine les moments fléchissants en sens et grandeur. Ces moments doivent être les plus faibles possibles.

Il en résulte par déduction logique que, pour réduire les contraintes maxima et les épaisseurs des voûtes, il faut faire concorder l'axe avec la ligne des pressions correspondant aux charges fixes et faire en sorte que les positions extrêmes des lignes des pressions sous l'effet des surcharges mobiles et autres éléments de variation (thermiques, etc...) en soient aussi peu écartées que possible.

Mr. Gay estime que, pour assurer la stabilité des très grandes voûtes minces, il est nécessaire de les tracer en forme de funiculaire des charges permanentes et il ajoute que cette forme n'est pas d'un aspect défectueux car, étant une forme d'équilibre, elle doit laisser à l'oeil une impression d'harmonie. Donc, la forme des grandes voûtes est déterminée par les charges fixes. On vérifie après coup si les contraintes supplémentaires dues aux charges mobiles ne sont pas excessives. On étudie aussi les déformations dues aux charges fixes et mobiles, en vue des épreuves et du décintrement, ainsi que les effets de variations de la température.

Parmi les surcharges, il ne faut pas considérer seulement les actions verticales mobiles (charges roulant sur le tablier), mais aussi les efforts longitudinaux (freinage) et les efforts latéraux (vent) etc.. voir Fasc. I. Ces effets sont d'ailleurs généralement peu importants; ceci particulièrement pour les petites voûtes, par suite de l'effet répartiteur du remplissage. Mais il faut tenir compte éventuellement des effets dynamiques des surcharges mobiles, selon ce qui a été dit dans les généralités (Fasc. I).

§5.- FUNICULAIRE DES CHARGES FIXES.

Nous appelons funiculaire des charges fixes le polygone funiculaire correspondant aux charges fixes et passant par les centres de gravité des sections de clef et de retombées.

La détermination de ce funiculaire constitue un élément essentiel de l'étude des grandes voûtes, capital pour le tracé de la fibre moyenne. Comme elle exige la connaissance des charges mortes, dont le poids propre de l'arc constitue une partie principale, on voit qu'à priori, le problème n'est pas résoluble directement, mais seulement par approximations successives. Pratiquement, un résultat satisfaisant peut être obtenu assez rapidement, car de petites variations de charges n'influent pas beaucoup sur le funiculaire.

Les charges mortes résultant du poids de la construction sont généralement réparties suivant une certaine loi $p = f(x)$, comportant éventuellement des discontinuités du fait de la transmission du poids du tablier par

des traverses ou piliers.

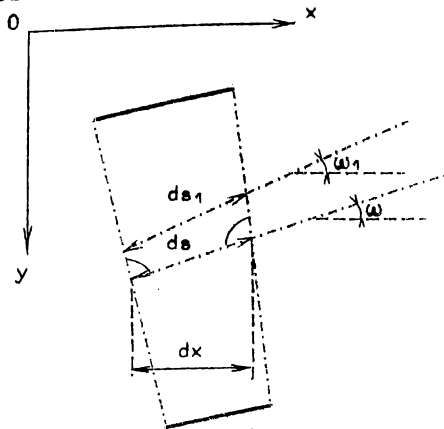


Fig. 3.

Considérons l'équilibre d'un voussoir élémentaire d'épaisseur ds suivant la fibre moyenne, inclinée de ω sur l'horizontale. Soit ds_1 l'élément correspondant du funiculaire, incliné de ω_1 sur l'horizontale. (Fig. 3)

$$ds = ds_1 \cos (\omega_1 - \omega)$$

D'après ce qui a été exposé au § 4, ω et ω_1 diffèrent peu l'un de l'autre, dx_1 est sensiblement égal à dx . Dans ce qui suit, on suppose ds_1 confondu avec ds et $\omega = \omega_1$, c'est-à-dire que l'on suppose le funiculaire des charges fixes confondu avec l'axe de la voûte.

En appelant R la résultante dans le joint, dirigée suivant le funiculaire, les équations d'équilibre s'écrivent:

$$\Sigma dX = d \left(\frac{R dx_1}{ds_1} \right) = 0, \quad \Sigma dY = d \left(\frac{R dy_1}{ds_1} \right) = p dx \quad (\text{l'axe des } y \text{ étant dirigé vers le bas}),$$

d'où: $R \frac{dx_1}{ds_1} = Q = \text{Cte}$, Q étant la poussée horizontale du funiculaire ($= \int dx$)

$$d \left(\frac{R dy_1}{ds_1} \right) = d \left(X \frac{dy_1}{dx_1} \right) = Q \frac{d^2 y_1}{dx^2} dx = p dx$$

d'où

$$Q \frac{d^2 y}{dx^2} = f(x) = \frac{Q}{\rho \cos^3 \omega}$$

équation différentielle du funiculaire pour des charges purement verticales.

$$\left[\rho = \frac{[1 + (\frac{dy}{dx})^2]^{\frac{3}{2}}}{\frac{d^2 y}{dx^2}} = \frac{1}{\frac{d^2 y}{dx^2} \cos^3 \omega} \right]$$

Cette équation est intégrable pour certaines formes de la fonction $p = f(x)$.

A) Considérons d'abord une charge uniformément répartie:

$$p = \text{Cte},$$

d'où $\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{p}{Q}$ et $y_1 = \frac{p}{2Q} x^2 + Bx + C$

(équation d'une parabole).

$$\rho_1 = \frac{Q}{p \cos^3 \omega}$$

En prenant comme origine le sommet de la parabole, l'équation devient:

$$y_1 = \frac{px^2}{2Q} \quad (\text{fig. 4})$$

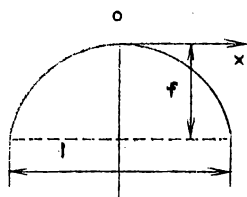


Fig. 4.

Si ℓ est l'ouverture et f la flèche, on trouve:

$$Q = \frac{p\ell^2}{8f} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{\ell^2}{8f \cos^3 \omega_1}$$

B) Si $p = F(x) = \frac{K}{\cos \omega} = K \frac{ds}{dx}$, on a:

$$\rho \cos^2 \omega = \frac{Q}{K} \quad \text{et}$$

$$\frac{d\left(\frac{dy}{dx}\right)}{ds} = \frac{K}{Q}$$

L'intégration donne l'équation de la chaînette (ou caténoïde).

$$y = \frac{Q}{K} \cos \text{hyp} \frac{K}{Q} (x - x_0) + C_1$$

correspondant à la charge uniformément répartie suivant le développement de l'arc. En effet, $pdx = Kds$.

On obtient:

$$S = \frac{Q}{K} \sin \text{hyp} \frac{K}{Q} (x - x_0) + C$$

$$\text{d'où} \quad \frac{ds}{dx} = \cos \text{hyp} \frac{K}{Q} (x - x_0) = \frac{K(y - c)}{Q} \quad \text{et} \quad f(x) = \frac{K^2(y - c)}{Q}$$

ce qui montre que, si la surcharge est de densité uniforme et limitée inférieurement au funiculaire, elle est limitée supérieurement à un plan horizontal.

C) Si $p = f(x) = \frac{K}{\cos^2 \omega}$, on trouve $\rho \cos \omega = \frac{Q}{K}$ et $Q \frac{d^2y}{dx^2} = K \left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \right]$,

$$\text{d'où:} \quad y = C - \frac{Q}{K} \log \cos \frac{K}{Q} (x - x_0)$$

On en déduit $\frac{dx}{ds} = \cos \omega = \cos \frac{K}{Q} (x - x_0)$, et $\omega = \frac{K}{Q} (x - x_0)$.

En prenant comme origine le sommet, $x_0 = 0$ et $\omega = \frac{K}{Q} x$, $p = \frac{K}{\cos^2 \left(\frac{K}{Q} x\right)}$.

L'ouverture d'une telle voûte est limitée par la relation $\omega \leq \frac{\pi}{2}$,

$$\text{d'où:} \quad \frac{Kx}{Q} \leq \frac{\pi}{2} \quad \text{ou} \quad \ell \leq \frac{\pi Q}{K}$$

Si la voûte d'épaisseur variable e ne porte que son poids propre:

$$p = f(x) = \Delta e \frac{ds}{dx} = \frac{\Delta e}{\cos \omega} = \frac{K}{\cos^2 \omega}$$

$$\text{d'où:} \quad e \cos \omega = \frac{K}{\Delta} = \text{Cte.}$$

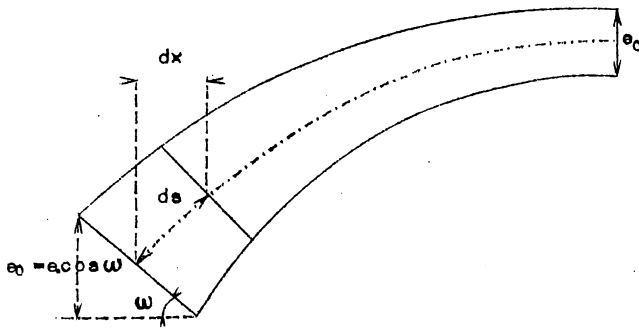


Fig. 5.

Donc, la projection verticale des sections est constante et:

$$\frac{Q}{e \cos \omega} = \frac{R}{e} = \frac{Q \Delta}{K} = \text{Cte} = \sigma$$

$$y = C - \frac{\sigma}{\Delta} \log \cos \frac{\Delta}{\sigma} (x - x_0)$$

La voûte est d'égal résistance dans l'effet du poids propre. Ce profil est appelé pour cette raison chânette d'égal résistance. Il convient bien pour les arcs qui n'ont guère que leur poids propre à porter; toitures, etc..., plus éventuellement une charge q uniformément répartie suivant les abscisses; le profil est encore d'égal résistance dans ce cas.

tures, etc..., plus éventuellement une charge q uniformément répartie suivant les abscisses; le profil est encore d'égal résistance dans ce cas.

$$p = q + \Delta \cdot e \cdot \frac{ds}{dx} ; \quad \sigma = \frac{Q}{e \cos \omega} = \text{Cte}$$

$$e = \frac{Q}{\sigma \cos \omega} = \frac{Q}{\sigma} \frac{ds}{dx} = \frac{ds}{\Delta dx}$$

$$\Delta e = K \frac{ds}{dx}$$

$$Q \frac{d^2 y}{dx^2} = q + K \left(\frac{ds}{dx} \right)^2 = q + K + K \left(\frac{dy}{dx} \right)^2$$

$$\frac{Q}{K} \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{q + K}{K} + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2$$

Posons: $z = y \sqrt{\frac{K}{q + K}}$; d'où $\frac{Q}{K} \sqrt{\frac{K}{q + K}} \frac{d^2 y}{dx^2} = 1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2$,

et: $y = C - \frac{Q}{K} \log \cos \frac{K}{Q} \sqrt{\frac{q + K}{K}} (x - x_0) = C - \frac{\sigma}{\Delta} \log \cos \frac{\Delta}{\sigma} \sqrt{\frac{q \sigma}{\Delta} + 1} (x - x_0)$

La portée maximum de la voûte d'égal résistance au poids mort est, puisque $\frac{Q}{K} = \frac{\sigma}{\Delta}$, $l \leq \frac{\pi \sigma}{\Delta}$,

D) Si $p = f(x) = \frac{K}{\cos^3 \omega}$, $\rho = \frac{Q}{K} = \text{Cte}$, le funiculaire est un arc de cercle et l'ouverture $e \leq 2 \rho \leq \frac{2Q}{K}$. Donc $Q = K \rho$.

E) Si $p = f(x) = \frac{K}{\cos^4 \omega}$, $\rho = \frac{Q \cos \omega}{K}$, qui représente une cycloïde dont le rayon du cercle générateur est

$$\frac{\rho}{2 \cos \omega} = \frac{Q}{2K}$$

L'ouverture $l \leq \frac{\pi Q}{K}$.

F) Le problème d'Yvon Uilliarceau consiste à rechercher le funiculaire des voûtes d'égal résistance pour une répartition de charges donnée, y compris le poids mort.

On a: $\frac{Q}{e \cos \omega} = \frac{Q}{e_0} = \sigma$, d'où: $e \cos \omega = e_0$

et: $e = \frac{Q}{\sigma \cos \omega} = \frac{Q ds}{\sigma dx}$,

d'où: $p = f(x) = q + \Delta e \frac{ds}{dx} = q + \frac{\Delta Q}{\sigma} \left(\frac{ds}{dx}\right)^2$,

et l'équation différentielle du funiculaire est:

$$\frac{Q d^2y}{dx^2} = q + \frac{\Delta Q}{\sigma} \left(\frac{ds}{dx}\right)^2$$

Si $q = 0$, on retrouve l'équation de la chaînette d'égal résistance ci-dessus, de même que, si $q = Cte$ ou si $q \cos \omega = Cte$, (surcharge uniformément répartie suivant le développement). L'intégration est complexe ou impossible dans des cas plus généraux et il est pratiquement préférable de traiter le problème comme suit:

Ayant adopté un profil et des épaisseurs provisoires d'après des formules empiriques, on détermine les charges mortes. Si l'ouvrage est symétrique, on peut déterminer une loi de répartition des charges paraboliques de degré pair tel que:

$$p = f(x) = A + Bx^2 + Cx^4 + \dots \text{ etc...}$$

On peut généralement se borner, avec une précision suffisante, à 3 ou 4 termes.

Donc: $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{A}{Q} + \frac{B}{Q} x^2 + \frac{C}{Q} x^4 + \dots \text{ etc...}$

d'où, en la rapportant à la tangente au sommet et à l'axe de symétrie, l'équation du funiculaire est:

$$y = ax^2 + bx^4 + cx^6 + \dots,$$

c'est-à-dire une parabole d'ordre pair de degré supérieur, ainsi qu'il a été indiqué déjà à propos de la forme des courbes d'intrados.

Connaissant la loi de répartition des charges, on peut tracer le funiculaire par une double intégration graphique ou par un polygone funiculaire dont la distance polaire est égale à la poussée Q .

Graphiquement, on procède par une méthode de différences finies. Il peut se faire que les côtés du funiculaire ne coupent pas les joints correspondants. On détermine alors spécialement les points de percée des résultantes dans les divers joints, que l'on réunit par une ligne polygonale. On la nomme également funiculaire, bien que cette désignation ne soit exacte qu'à la limite.

On opérera par la méthode des différences finies et le plus souvent par un graphique, lorsque les charges fixes ne sont pas exclusivement verticales, par exemple lorsqu'une surcharge de terre développe des poussées latérales; l'équation différentielle établie ci-dessus pour le funiculaire n'est plus valable dans ce cas et l'on ne peut procéder par intégration directe.

S'il y a des charges fixes concentrées, on voit qu'elles produisent des jarrets angulaires dans le funiculaire, elles modifient en même temps la courbure. Sauf cas spéciaux exceptionnels et caractérisés, ces jarrets, d'ailleurs faibles, ne sont pas admissibles dans la fibre moyenne, pour des raisons d'aspect. On la constitue alors d'arcs tangents ou osculateurs de paraboles diverses, dont l'ensemble se rapproche autant que possible du funiculaire. Pour un calcul détaillé de grandes voûtes, il est préférable de déterminer le funiculaire par le calcul numérique plutôt que par le calcul graphique.

Détermination du funiculaire par le calcul (Fig. 6)

Le funiculaire doit passer par trois points 0, 1 et 2. Désignons par Q la poussée correspondante. Par rapport à un point quelconque N (α, β), on a :

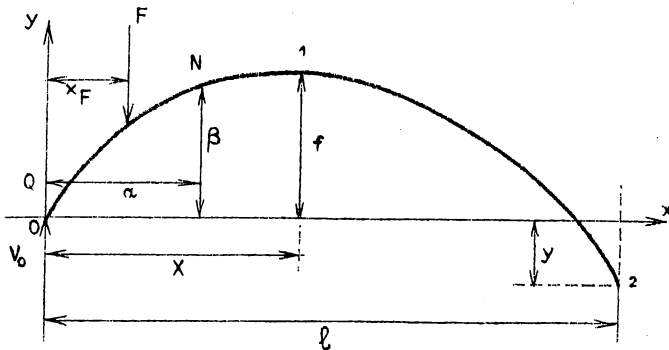


Fig. 6.

$$\alpha\beta + \int_0^\alpha p(x - \alpha) dx = V_0 \alpha$$

Le funiculaire passant par

$$2(l, Y), \text{ on a, } Y$$

étant compté algébriquement,

$$QY + \int_0^l p(l - x) dx = V_0 l$$

$$V_0 = \frac{1}{l} \int_0^l p(l - x) dx + \frac{QY}{l}$$

D'où :

$$\beta = \frac{\alpha}{Ql} \int_0^l p(l - x) dx + \frac{\alpha Y}{l} - \frac{\int_0^\alpha p(\alpha - x) dx}{Q}$$

Le funiculaire devant passer par 1 (X, f), on a β = f pour α = X, d'où

$$Q \left(1 - \frac{XY}{f l}\right) = \frac{X}{f l} \int_0^l p(l - x) dx - \int_0^X p(X - x) dx$$

S'il y a des forces concentrées, on substitue aux intégrales les expressions

$$\sum_0^\alpha F(\alpha - x_F) \text{ et } \sum_0^l F(l - x_F).$$

En général, on procède au calcul par différences finies plutôt que par intégration. La méthode s'applique aussi aux forces extérieures non verticales.

96.- METHODES PARTICULIERES DE CALCUL DES VOUTES PAR LA LIGNE DES PRESSIONS.

D'après l'équation différentielle du funiculaire, sa détermination comporte trois constantes arbitraires: la poussée Q et 2 constantes d'intégration. Pour tracer une courbe concrète, il faut se donner trois conditions quelconques, par exemple, la poussée Q, un point et la tangente en ce point, ou d'autres, par exemple trois points, cas de l'arc triarticulé réel ou fictif. Dans un tel arc, pour un état de charges donné, il n'y a qu'une seule courbe des pressions possible, bien définie et confondue avec le funiculaire.

La résolution du problème graphostatique consistant à faire passer le funiculaire par trois points est aisée et supposée connue. Elle se simplifie encore en cas de symétrie.

Dans l'arc à deux rotules, deux points de la courbe des pressions sont définis; il subsiste une condition arbitraire; tandis que, dans l'arc encastré,

les trois constantes restent indéterminées et il existe une triple infinité de courbes des pressions possibles a priori. Le nombre de constantes indéterminées correspond au degré d'indétermination statique du système. Nous établirons dans la 2ème partie du Cours, que l'hypothèse de l'élasticité des déformations des arcs permet de résoudre l'indétermination statique et de définir une courbe des pressions correspondant aux hypothèses considérées. Nous avons fait la critique de ces hypothèses, notamment en ce qui concerne la mise en charge progressive à partir d'un état naturel non contraint et la non-considération des déformations. Nous montrerons dans la 2e partie du cours, qu'il est possible de recourir à des méthodes de construction compatibles avec les hypothèses à la base du calcul et qui réalisent des conditions bien définies qui donnent toute assurance au calcul, c'est-à-dire qui déterminent en fait les trois constantes d'intégration.

Nous avons vu que la triple articulation lève toute indétermination. La triple articulation provisoire la lève en ce qui concerne les poids morts, qui constituent la contrainte essentielle des grandes voûtes. Les effets des surcharges mobiles peuvent alors se calculer avec une grande assurance. Les méthodes de construction plus ou moins perfectionnées qui seront exposées dans la 2ème partie du cours agissent directement sur la courbe des pressions comme il sera indiqué dans la description de ces procédés. Elles définissent ainsi, dans une mesure plus ou moins précise, l'allure de la courbe des pressions.

Ainsi qu'il sera établi dans la 2ème partie du cours, la méthode de l'élasticité s'impose pour les grands arcs minces et surhaussés en dépit des réserves qu'elle suscite. Il sera établi aussi qu'elle est moins appropriée pour les voûtes de faible ouverture, relativement épaisses et peu surbaissées.

On recourt généralement pour celles-ci à des méthodes particulières basées sur les principes ordinaires de la résistance des matériaux, mais considérant les voûtes comme composées de voussoirs indéformables. Les conditions de résistance ne permettent pas de lever la triple indétermination de la courbe des pressions. Pour la résoudre, on doit recourir à des hypothèses plus ou moins arbitraires, justifiées par l'expérience ou le raisonnement.

A) Méthode de Méry.

Parmi ces méthodes, celle de Méry est la plus répandue, surtout pour les petits ouvrages. Elle ramène le calcul des voûtes à celui d'arcs triarticulés. Elle opère par la graphostatique ou par les formules des arcs triarticulés, encore qu'il faille prendre garde, pour leur usage, de ne pas sortir des cas d'application usuels de la méthode de Méry.

La méthode de Méry est basée sur les expériences faites par Boistard (1822) sur la rupture des voûtes. C'est une méthode de limite de sécurité, c'est-à-dire qu'elle vérifie la stabilité de l'ouvrage immédiatement en deçà d'un début de rupture théorique et en déduit que la rupture ne se produira pas. Elle ne peut donc pas informer de la position exacte de la ligne des pressions.

Boistard a constaté que la rupture par défaut de poussée d'une voûte surchargée verticalement se produit par division de la voûte en plein cintre en 4 tronçons, dont les 2 avoisinant la clef s'effondrent vers l'intérieur tandis que ceux des naissances basculent vers l'extérieur. Plus exceptionnellement, la rupture d'une voûte non chargée verticalement peut se produire par excès de poussée, les deux fragments des naissances pivotant vers l'intérieur, tandis que ceux de la clef se redressent en se rapprochant. Ce mode de rupture exige des actions extérieures tendant à rapprocher les naissances.

En adoptant comme hypothèse de résistance de la maçonnerie qu'elle ne peut subir d'extensions, la position limite de la courbe des pressions avant rupture par défaut de poussée passe à la limite supérieure du noyau central à la clef et à la limite inférieure aux joints de rupture des reins. On effectue donc le calcul comme s'il y avait des rotules fictives au tiers supérieur du joint de clef et aux tiers inférieurs des joints de rupture. Le joint de rupture se détermine par la propriété géométrique suivante, découlant des hypothèses de Méry: la tangente à l'intrados du noyau central au joint de rupture rencontre la tangente à l'extrados du noyau central à la clef au droit de la résultante des charges agissant entre la clef

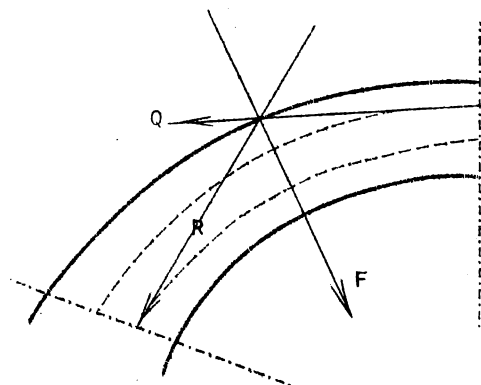


Fig. 7.

et le joint de rupture (en cas de voûte et de charge symétrique)(Fig. 7). Cette position se détermine pratiquement par tâtonnement. Mais, en pratique, on adopte la mi-montée pour le plein cintre et l'ellipse; les joints à 60° de part et d'autre de la clef pour les arcs de cercle de plus de 120° d'ouverture, pour les arcs plus surbaissés, les joints des naissances. On trace la ligne des pressions passant par ces trois points et on vérifie que les tensions correspondantes dans les joints sont inférieures aux limites imposées.

Cette vérification assez sommaire suffit en ce qui concerne la voûte, même si elle est surbaissée. Il reste bien entendu, à vérifier dans ce cas que la ligne des pressions prolongée dans la culée, n'y sorte pas du noyau central. En cas de voûte peu surbaissée ou en plein cintre, la même vérification doit se faire pour les portions inférieures des voûtes. On perd souvent de vue que les expériences sur lesquelles se base la méthode de Méry montrent une division de la voûte en 4 tronçons, et qu'il en résulte l'opportunité de les proportionner en vue d'une égale stabilité. La situation idéale pour le plein cintre serait, à ce point de vue, que la ligne des pressions de Méry prolongée passât par le tiers supérieur du noyau central dans le joint de naissance. Ceci implique un rapport favorable des épaisseurs à la clef, aux reins et aux naissances.

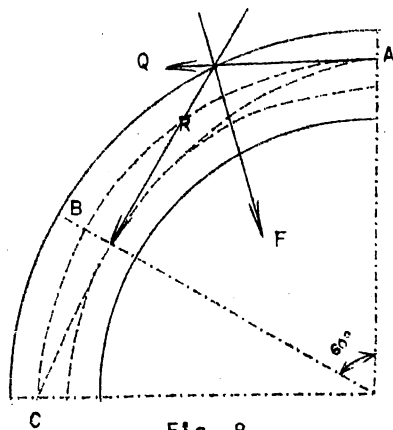


Fig. 8.

On le saisit plus aisément en considérant la ligne des pressions passant par le tiers supérieur du noyau central à la clef et aux naissances. Selon l'épaisseur aux reins, cette ligne y sortira du noyau central vers l'intrados en cas d'insuffisance d'épaisseur, ou restera à l'intérieur en cas d'épaisseur trop forte. L'épaisseur nécessaire et suffisante est celle pour laquelle la ligne des pressions ainsi définie serait tangente à l'intrados du noyau central vers les reins et serait donc confondue avec celle de Méry. Le point de tangence définit précisément le joint de rupture.

Complétée par cette considération, la méthode de Méry permet de dimensionner convenablement les petites voûtes en plein cintre.

La vérification de la résistance à la rupture par excès de poussée est pour ainsi dire superflue pour les voûtes à culées ordinaires, elle pourrait être utile si les culées très élevées et massives peuvent supporter de fortes poussées de terre tendant à les rapprocher ou en cas de voûte très surhaussée (ogive). On considère une rotule fictive au tiers inférieur à la clef et au tiers supérieur aux joints de rupture; son prolongement doit rester dans le noyau central aux naissances et passer à la limite par son tiers inférieur (Fig. 9) dans le cas du plein-cintre). La voûte est entièrement déchargée.

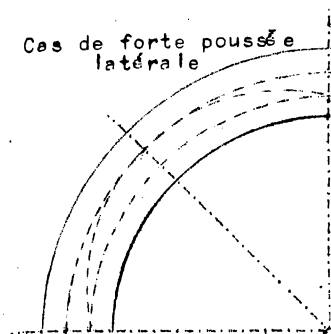


Fig. 9.

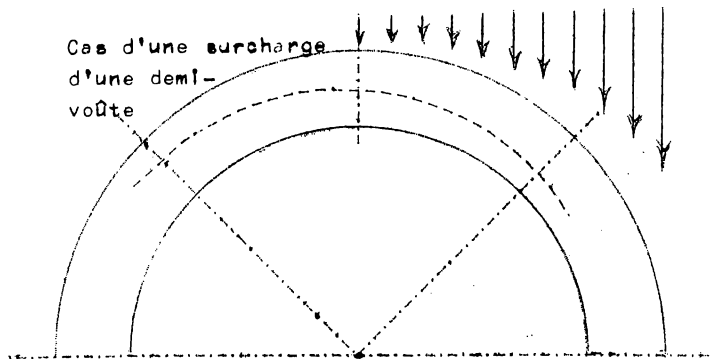


Fig. 10.

Enfin, en cas de surcharge complète d'une demi-voûte, on envisage parfois l'hypothèse mixte d'une rotule au milieu de la clef, au tiers inférieur du joint de rupture chargé et au tiers supérieur du joint de rupture non chargé (Fig. 10).

En cas de surcharge non symétrique, la ligne des pressions n'est plus symétrique et sa tangente à la clef n'est plus horizontale comme en cas de symétrie. L'hypothèse précitée quant à la position des rotules futures est trop favorable à la clef, d'autant plus que si une moitié de la voûte n'est plus surchargée, elle reste néanmoins chargée du poids mort et n'est par conséquent pas déchargée. D'autre part, elle n'est pas nécessairement soumise à de fortes poussées latérales. L'hypothèse de la rupture par défaut de poussée est la plus vraisemblable et on maintiendra donc la position des rotules fictives de ce cas.

En raison de l'inclinaison de la ligne des pressions à la clef, elle doit donc nécessairement sortir du noyau central vers l'extrados dans la partie la moins chargée de la voûte. La surcharge partielle est effectivement une sollicitation plus dangereuse d'une voûte symétrique qu'une surcharge uniforme. On limitera les tensions d'extension où l'étendue de la fissuration ou l'excentricité maximum (qui ne sont que trois expressions différentes d'une même condition).

B) La méthode de M. Durand Claye, dite des "noyaux de poussées-limites" n'est pas d'application courante à cause de sa complication mais elle complète la conception sommaire de la méthode de Méry et éclaire la question de la stabilité réelle des voûtes. Elle ne définit pas un état arbitraire de la voûte considérée, mais bien l'ensemble des lignes des pressions compatibles avec la stabilité. Notons que cet ensemble n'est donc pas absolu, mais dépend des conditions conventionnelles de stabilité. Supposons que celles-ci soient $\theta < \varphi$, $\sigma' < R'$ et $\sigma = 0$. Nous pouvons, pour chaque joint, définir le domaine des actions normales compatibles avec ces conditions. C'est le diagramme de Bélanger - Voir Cours des procédés généraux de construction. Fasc. III.

Ouvrages terrassés et souterrains. Les limites sont 2 arcs d'hyperbole équilatère (pour le joint MN à la clef, (Fig. 11) ce sera AB et AC) limités au droit des extrémités des noyaux centraux (pour le joint à la clef, les droites DB, EC), ayant comme ordonnée max. au milieu $OE = eR'$ et comme ordonnées min.

$$DB = EC = \frac{eR'}{2}$$

Considérons (Fig. 11) un tronçon de voûte surchargé, limité à la section de clef MN et au joint IJ ainsi que les domaines des actions normales

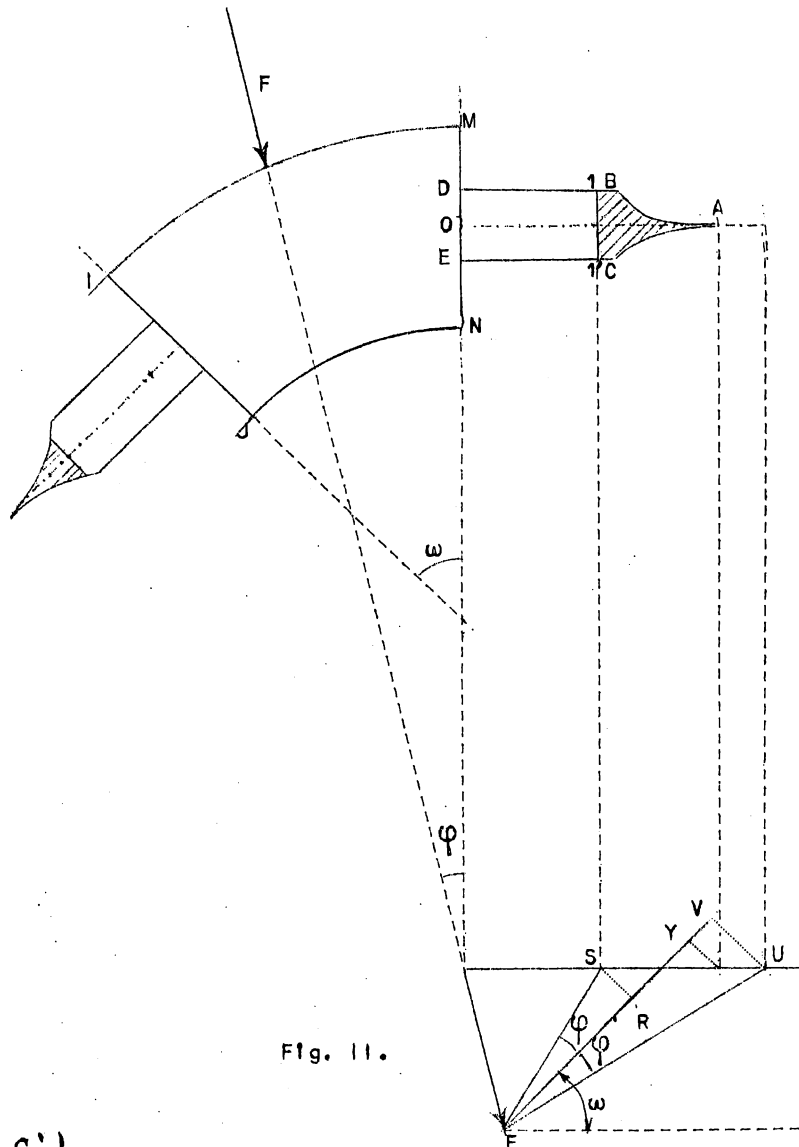


Fig. 11.

de ces 2 joints. L'ouvrage étant symétrique, la force à la clef Q est purement normale; combinée avec la résultante F des forces extérieures, elle donne une résultante dans le joint IJ qui peut faire avec la normale au joint IJ un angle $\theta < \varphi$ et dont la direction est donc comprise dans l'angle 2φ dont la normale est la bissectrice. Les 2 alignements extrêmes définissent un minimum QS et un maximum QU de poussée à la clef, compatible avec la stabilité de glissement du joint IJ. En reportant ces limites sur le diagramme des poussées à la clef, le domaine de celle-ci est restreint (au lieu d'une surface DBACE, on aura maintenant

1 B A C,').

On détermine par la même condition les valeurs extrêmes FR et FV de l'effort normal N dans le joint IJ. En reportant ces valeurs sur le diagramme des efforts normaux dans le joint IJ compatibles avec les conditions $\sigma = 0, \sigma' < R'$, on restreint leur domaine (partie hachurée). Il se peut éventuellement que la plus grande valeur de Q dans le joint MN ou de N dans le joint IJ, compatible avec $\theta < \varphi$, soit supérieure à la valeur maximum donnée

par le diagramme; alors cette valeur n'est pas admissible et il en résulte une nouvelle diminution des deux domaines. Dans le cas de la Fig. 11, c'est la valeur maximum QV de Q qui est plus petite que eR' . Il en résulte que Q ne peut dépasser la valeur $Qx = OA = eR'$. Donc la valeur maximum de N correspondante est FY que l'on reporte sur le domaine des valeurs de N dans le joint IJ (Fig. 11).

Ensuite on compose la force F avec diverses poussées Q dont l'alignement et la grandeur sont déterminés par le domaine restreint du joint de clef. On est certain que la résultante satisfait à la condition $\theta < \varphi$ dans le joint IJ et qu'elle est comprise entre les valeurs extrêmes permises. Il faut, de plus, que son alignement soit dans l'intérieur du noyau central du joint IJ . Toutes les valeurs de la poussée Q ne satisfont pas à cette condition. Celles qui y satisfont définissent des domaines encore plus restreints dans MN et IJ . On détermine ainsi finalement le domaine ou noyau des poussées limites à la clef compatibles avec la stabilité du joint IJ et du joint de clef. On opère ensuite de même pour plusieurs joints II, III, etc... et on trouve finalement le noyau minimum, intérieur à tous les autres, des poussées limites à la clef compatibles avec la stabilité de la voûte dans toutes ses sections. On admet que la voûte est d'autant plus stable que ce domaine est plus étendu. On peut concevoir l'ensemble des lignes des pressions correspondant au noyau, il est compris entre deux enveloppes qui, selon les cas, se rapprochent de l'intrados ou de l'extrados et définissent ainsi, par le rapprochement maximum, les joints de rupture probables, d'une manière moins arbitraire que la méthode de Méry. A vrai dire, elle ne serait tout-à-fait pertinente que si les conditions-limites de résistance correspondaient à la rupture. Mais les conditions de rupture sont malaisées à exprimer et les conditions pratiques dérivent nécessairement de l'emploi d'un facteur de sécurité. Donc, la méthode de Durand-Claye donne l'ensemble des lignes de pressions compatibles avec un degré de sécurité choisi, mais ne donne pas, a priori, la certitude qu'une telle ligne sera réalisée et que, par conséquent, le degré de sécurité désiré sera atteint. Mais si celui-ci est élevé et si le noyau de poussées limites correspondant est assez étendu, il y a de fortes présomptions pour qu'un état stable soit réalisé. Nous verrons, dans la 2ème partie du cours, que la ligne vraiment réalisée dépendra des conditions d'exécution et de certains éléments internes (retrait) ou externes (température). On cherchera donc, par le mode de construction, à réaliser une ligne des pressions située dans le domaine, de telle sorte que toutes les modifications prévisibles de la contrainte ne la fassent pas sortir de ce domaine. La stabilité permanente d'une voûte exige donc un noyau de poussées-limites assez étendu.

A ce point de vue, la conception de Durand-Claye est plus pratique et plus sûre que celle que l'on a proposé comme postulat, à savoir qu'une voûte est stable si l'on peut y tracer une ligne des pressions compatible avec les conditions de stabilité imposées. Cela n'implique pas qu'on ne puisse en tracer qu'une, mais a le défaut de ne pas montrer que, pratiquement, pour que l'équilibre soit toujours stable, il faut qu'on puisse en tracer dans un domaine assez étendu. La méthode de Méry encourt ce reproche.

Ainsi que nous le verrons dans l'étude des grandes voûtes par l'élasticité (2ème partie du cours) lors de la mise en charge non compensée d'une voûte, le raccourcissement élastique et plastique, aggravé éventuellement du retrait et du recul des appuis, tend à relever la ligne des pressions à la clef et à l'abaisser aux joints de rupture. Elle se rapproche ainsi du stade de rupture par défaut de poussée et celle-ci peut réellement se

produire en cas de malfaçon ou de circonstances défavorables.

Les surcharges ultérieures, les déformations croissantes avec le temps, le retrait supplémentaire et les abaissements de température accentuent cette tendance, les élévations de température la réduisent. Il faut donc claver par temps froid et compenser, le plus possible, le raccourcissement de la voûte par compression, le retrait et autres effets similaires.

Les méthodes de calcul des voûtes exposées ci-dessus peuvent convenir pour des voûtes peu surbaissées atteignant jusque 15 à 20 m. d'ouverture, exceptionnellement davantage.

§7.- DISPOSITIONS RELATIVES DU TABLIER DE LA VOUTE.

Généralement, la voûte se compose d'un seul anneau régnant sur toute la largeur du pont. Cependant, dans les ouvrages modernes, les trottoirs sont souvent en encorbellement, au moins en partie, et beaucoup d'anciens tabliers ont été élargis par des encorbellements construits après coup.

Nous avons vu que l'obligation de conserver la ligne des pressions dans le noyau central oblige à donner aux voûtes une certaine épaisseur minimum. Par suite des grandes largeurs des anneaux, il en résulte que les tensions calculées dans les voûtes sont généralement très inférieures aux contraintes maxima admissibles. Mr. Séjourné a indiqué la voie à suivre pour augmenter, sans sortir des limites de sécurité, le taux d'utilisation des matériaux dans les voûtes: il faut en réduire la largeur. Sauf variation de l'influence relative des charges fixes et des surcharges mobiles, cette réduction de largeur n'influe pas sur les lignes des pressions, donc sur les épaisseurs. Les contraintes sont ainsi, en quelque sorte, inversement proportionnelles aux largeurs des anneaux.

Pour arriver à ce résultat, on peut faire un usage important des encorbellements. Certains ponts ont des trottoirs en porte-à-faux de 4,00 m. ou plus.

On a construit des ponts de chemin de fer à simple voie ayant des voûtes de 2,50 m. de largeur, qui portent des tabliers à encorbellements d'une largeur totale d'environ 5,00 m. (Pl. 3, fig. 5). On peut concevoir que, pour un pont-rail à double voie, l'on construise de la sorte deux anneaux indépendants dont les axes se trouvent sous les voies et à tabliers indépendants. Cette disposition est d'ailleurs favorable, ainsi qu'il a été exposé dans les généralités sur les ponts (Fasc. I). Les viaducs en maçonnerie de la ligne de l'Amblève, construits en briques dans la 2ème moitié du siècle dernier, montraient vers 1930, d'une manière très apparente, une division longitudinale axiale de la douelle par une large et profonde fissure produite par le passage des trains lourds.

Pour les ponts-routes, Mr. Séjourné a, le premier, construit les ponts à deux anneaux, portant un tablier en béton armé prenant appui sur les 2 anneaux, directement ou par le moyen d'arcatures (Pl. 3, Fig. 4).

Cette disposition a été depuis fréquemment employée en France pour les grands ouvrages, ainsi qu'en Amérique (pl. 4). Au pont Adolphe à Luxembourg (pl. 5) (1899 - 1903), le vide entre les anneaux est de 5,92; les anneaux ont 5,33 m. de largeur chacun. L'ouverture est de 72,00. Le pont des Amidonniers à Toulouse (Pl. 4, Fig. 2b) (1903 - 1911) a deux anneaux de 3,25 avec un espace intermédiaire de 10,00; la largeur totale du tablier est 22,00. Le pont Wilson, à Lyon, (1912 - 1916), a deux anneaux de 5,05 avec un espace intermédiaire de 10,80 (pl. 4, Fig. 2c). Ces ponts et tous les autres du même type, sont des ponts-routes. Certains portent des voies de tramways ou de

chemin de fer d'intérêt local (Pl. 4, Fig. 2a). La disposition ne convient pas pour les ponts de chemin de fer; le vide central est nécessairement faible et le tablier en béton armé qui couvre tout le pont, entraîne une forte dépense. Il faudrait que le tablier en béton armé soit appuyé d'une manière non rigide sur les anneaux, sinon les mêmes inconvénients se présenteraient que pour l'anneau unique sous le passage alternatif des trains sur les deux voies (ou plus).

D'ailleurs, au pont des Amidonniers, le tablier est disposé d'une manière permettant les dilatations et les déformations élastiques, bien qu'il s'agisse d'un pont-route.

L'inconvénient des ponts à deux anneaux à grand intervalle est l'importance considérable que prend le tablier en béton armé, à cause de la grande portée et des lourdes charges.

Ce tablier est donc très lourd et d'autre part très coûteux, de sorte que l'économie par rapport à un anneau unique devient problématique.

La construction à Villeneuve-sur-Lot, par Mr. Freyssinet (Pl. 53, Fig. 1 et Pl. 4, Fig. 2a) d'un pont de 96,25 m. à deux anneaux de 3,00 m. de largeur seulement, avec un espace de 4,90 m., a montré que l'on peut, sans danger, construire des anneaux minces dont le rapport de la largeur à la portée est inférieur à $1/32$.

Dans ces conditions, on accroît l'économie en divisant encore davantage les anneaux, de manière à réduire la portée des tabliers en béton armé. Ces tabliers, relativement minces, peuvent être alors fixés invariablement aux voûtes sans crainte de déchirement, à cause de leur flexibilité.

On peut envisager ainsi un dispositif à trois ou quatre anneaux selon la largeur du pont. Ce dernier nombre permet notamment d'exécuter le pont par moitiés successives dans le sens de la largeur, et de mettre le premier demi-pont en service indépendamment de l'achèvement de l'autre.

Un élargissement éventuel peut être réalisé par addition d'anneaux, sans interruption du trafic. La largeur totale des anneaux est la même que s'il y avait deux anneaux, mais le tablier en béton armé est beaucoup plus simple et léger. Grâce aux trottoirs en béton armé, la répartition des charges sur les divers anneaux est uniforme.

Ce dispositif n'est guère applicable aux ponts de chemin de fer, à cause de la faible largeur afférente à chaque voie. Un autre dispositif intéressant a été employé après 1918 par Mr. Freyssinet au pont Candeliersur la Sambre entre Erquelines et Charleroi (pl. 8, fig. 1). Il se rattache aux anneaux étroits indépendants pour chaque voie. Le pont à 2 voies est divisé en 2 ponts indépendants, les 2 anneaux ont 3,50 m. de largeur (pl. 8, Fig. 1b) Chaque anneau porte 2 tympans pleins minces et une cloison verticale intermédiaire en béton armé. Ces trois cloisons sont couvertes d'un tablier en béton armé supportant la voie (Pl. 8, Fig. 1c). L'ensemble forme un véritable arc en caisson en béton armé, dont la voûte représente la membrure comprimée, mais ne possède pas de stabilité propre. Aussi le pont Candelier constitue-t-il, à vrai dire, un pont en béton armé, mais le principe en est, d'une manière générale, applicable aux voûtes.

L'idée de faire travailler les tympans avec la voûte est rationnelle, utile et économique. Dans les ponts ordinaires, les tympans non armés, qui font corps avec la voûte, constituent des éléments de très grande rigidité par rapport à la voûte proprement dite. Dans les ponts-rails, sous les effets du passage des trains, il peut en résulter des déchirures longitudinales dans la voûte le long de la face interne du tympan. Ces déchirures étaient très apparentes vers 1930 dans les viaducs de la ligne de l'Amblève, dont il est question plus haut. Cette observation justifie complètement le système du pont

Candelier.

Un autre système analogue consiste en un anneau de voûte portant un tablier en béton armé par le moyen de parois transversales armées, l'ensemble est considéré comme un arc à panneaux rigides en treillis Vierendeel.

Dans les ouvrages sous haut remblai, qui sont généralement de faible ouverture, la voûte règne nécessairement sur toute la longueur du passage. Elle peut cependant être tronçonnée, notamment pour le retrait. Les tronçons successifs sont accolés.

8.- REPARTITION TRANSVERSALE DES CHARGES.

Dans le cas de la voûte à un anneau de grande largeur, on peut généralement admettre une répartition transversale uniforme du poids propre, mais il n'en est pas de même des surcharges, surtout dans les ponts de chemin de fer, même si le pont supporte un haut remblai assurant une certaine répartition transversale. Cette observation milite en faveur de la division des ponts de chemin de fer en anneaux séparés par voie, pour chacun desquels la répartition est certaine.

Dans les ponts-routes à tablier unique sur plusieurs anneaux, la répartition se fait aisément d'après la division du tablier. Elle est assez uniforme. La division de la voûte en anneaux, qui constitue en somme une division du pont en maçonnerie en éléments coordonnés, analogue à celle qui existe dans les ponts métalliques, permet donc une meilleure détermination de la manière dont travaillent les voûtes et constitue, en ce sens, un progrès. Elle supprime ou diminue sensiblement les contraintes secondaires, non calculables, résultant des flexions transversales d'un anneau large, sous l'effet des surcharges dissymétriques; elle est avantageuse aussi au point de vue des tensions thermiques, du retrait, etc...

9.- VOUTES ARTICULEES ET ARTICULATIONS.

Les voûtes à trois articulations, imaginées en France par Dupuit (voir "Mémoire sur l'intégration graphique" par J. Massau - Paris. Gauthier-Villars 1887.), ont été construites surtout en Allemagne. Les voûtes à deux articulations sont de conception plus récente et peu répandues. Les ponts à voûtes articulées ne diffèrent pas essentiellement de ceux à voûtes inarticulées en dehors de la présence des articulations, qui sont des éléments qui n'influencent que sur la répartition des efforts internes dans les voûtes et sur leurs déformations.

Nous étudierons les effets des articulations à propos du calcul des voûtes dans la 2ème partie du cours. Les articulations doivent résister à l'effort normal et à l'effort tranchant. Ce dernier est très modéré.

Les types d'articulations sont:

1°) à lame de plomb (Pl. 6 Fig. a)

On place dans le joint une lame mince de plomb, régnant sur toute la largeur du joint et couvrant généralement le quart ou le tiers central de l'épaisseur (région centrale). Le contact ne se fait donc que dans la région centrale et la résultante dans le joint est à coup sûr dans cette région. On fait usage de la propriété de ductilité du plomb. Celui-ci s'écrase davantage du côté où les pressions sont les plus fortes, ce qui tend à uniformiser la compression, l'écrasement du plomb limite les déplacements possibles de la réaction à une partie de la largeur de la lame de plomb. Néanmoins, l'articulation est imparfaite, l'alignement exact de la résultante est inconnu.

On emploie des lames minces, de 5 à 20 mm. d'épaisseur. La résistance à l'écrasement augmente lorsque l'épaisseur diminue. Sous de fortes pressions, le plomb s'étale, augmente sa surface de sorte que, finalement, la pression unitaire s'élève peu et l'écrasement s'arrête. On emploie du plomb trempé ou à 5% d'antimoine, addition qui est réputée augmenter la résistance à l'écrasement du plomb, d'environ 400%. Les pressions locales par cm² atteignent jusqu'à 115 kg, les pressions moyennes 60 kg. Le plomb antimonieux permet d'élever les limites à 200-250 kg/cm² et 400-450 Kg/cm² (1). L'épaisseur la plus courante est de 20 mm., qui permet d'introduire des outils dans le joint, soit pour le nettoyer, soit pour l'obturer. Les pressions dans la maçonnerie sont concentrées sous l'articulation et s'épanouissent à partir de cette zone. Il faut frotter les régions voisines de la voûte pour éviter les ruptures.

Dans l'articulation au plomb, le frottement du plomb sur la maçonnerie résiste seul à l'effort tranchant. On ne trouve d'ailleurs pas de renseignements sur la valeur de ce coefficient de frottement.

2°) Les articulations roulantes ou à genou consistent en un joint profilé suivant deux surfaces cylindriques de courbure légèrement différentes, l'une d'elles étant éventuellement plane (Pl. 6, fig. b à g; pl. 7, Fig. h).

Elles sont basées sur le principe que le contact entre deux corps sur une surface partielle permet des compressions sensiblement supérieures à celles qui correspondent au contact suivant toute la section droite. Cela provient de ce que la dilatation transversale est empêchée par la matière non comprimée entourant la zone comprimée et qui forme frette.

Il en résulte qu'il naît des tensions de traction \perp à la direction des pressions de contact, dont le maximum vaudrait $0,42 N/h$ (en fonction du kg. et du cm), d'après les expériences de Krüger, dans le cas du contact localisé suivant une génératrice, h étant la hauteur du bloc parallèlement à la pression, N la pression par cm. d'arête de contact (Fig. 12). La rupture se fait par fendage du bloc d'assise suivant la ligne médiane.

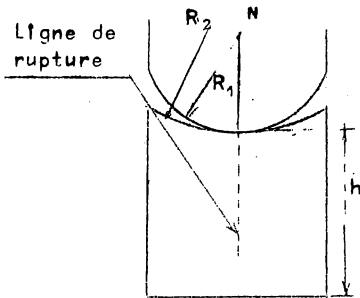


Fig. 12.

Au contact, suivant une génératrice de 2 cylindres de rayons différents, il se produit une déformation élastique ou plastique qui produit une zone de contact d'autant plus grande que la matière est plus déformable et que l'effort de compression est plus grand. Cette surface de contact est d'ailleurs irrégulière et discontinue, ainsi que le montrent les observations expérimentales par empreintes. Les expériences n'ont pas permis d'établir de relation très précise entre la pression et la largeur

de contact pour une matière déterminée. On se sert pratiquement des formules de Hertz établies d'après la théorie de l'élasticité et qui sont les suivantes. La largeur de contact s'exprime par:

$$2e = \frac{4}{100 \sqrt{10\pi}} \sqrt{\left(\frac{1-\nu_1^2}{\epsilon_1} + \frac{1-\nu_2^2}{\epsilon_2}\right) \frac{N}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}}} \quad (R_1 < R_2)$$

(1) Des valeurs aussi élevées ne donnent pas toute assurance et demandent à être vérifiées par des essais de réception ou de contrôle.

en fonction du kg. et du cm., ν est le coefficient de Poisson, ϵ le module de Young divisé par 10^5 .

On prend le signe - lorsque les courbures sont de même sens; le signe + lorsqu'elles sont de signe contraire.

La tension de compression maximum est:

$$\sigma = \frac{4}{\pi} \frac{N}{2e}, \text{ (kg. et cm.)}$$

N étant la pression normale totale en kg par cm. de longueur de génératrice.
Si les deux cylindres sont en une même matière

$$2e = \frac{4\sqrt{2}}{100\sqrt{10}\pi} \sqrt{\frac{(1-\nu^2)}{\epsilon}} \frac{N}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}} = \frac{\eta}{\sqrt{\epsilon}} \sqrt{\frac{N}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}}}$$

et
$$\sigma = 1,273 \frac{N}{2e} = \kappa \sqrt{\epsilon} \sqrt{N \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)}$$

Pour	$\nu = 0,25$	0,30	0,333
	$\eta = 0,009772$	0,009628	0,009515
	$\kappa = 130,294$	132,248	133,809

On voit que l'influence du coefficient de Poisson, assez mal connu, est faible, une légère erreur est sans influence. On adopte généralement les valeurs moyennes.

Pour un cylindre reposant sur un plan, $R_1 = R$ et $R_2 = \infty$, on a:

$$2e = \frac{0,0096}{\sqrt{\epsilon}} \sqrt{NR} \quad \text{et} \quad \sigma = 1,273 \left(\frac{N}{2e} \right) = 132 \sqrt{\epsilon} \sqrt{\frac{N}{R}}$$

Ces formules sont applicables à tous les appareils à rouleaux, notamment aux plaques de glissement bombées et aux rouleaux des appuis à dilatation des ponts, pour lesquels on déduit de la dernière formule:

$$d = 2R = 0,348 \frac{EN}{\sigma^2}$$

On peut envisager aussi les formules de Köpcke, qui, avec les mêmes notations, sont les suivantes

$$\sigma = 25 \sqrt[3]{\frac{9}{10} \frac{N^2 \epsilon}{h} \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right)}$$

$$2e = \frac{3N}{2\sigma} = 0,02 \sqrt[3]{\frac{30Nh}{\epsilon \left(\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} \right)}} \quad \text{(en fonction du kg. et du cm.)}$$

Cette formule se distingue de celle de Hertz, en ce qu'elle fait intervenir la hauteur h des blocs d'appui:

Si une des surfaces est plane:

$$\sigma = 25 \sqrt[3]{\frac{9N^2\epsilon}{10Rh}} \quad ; \quad 2e = 0,02 \sqrt[3]{\frac{30NRh}{\epsilon}}$$

Si, au lieu d'un bloc, on a un rouleau de dilatation sur un plan,

$$R = h \quad \text{et} \quad \sigma = 25 \sqrt{\frac{9 N^2 \varepsilon}{10 R^2}}$$

d'où:
$$N \ell = P = \frac{8}{3} \ell \cdot R \sigma \sqrt{\frac{\sigma}{E}} \quad (E = \varepsilon 10^5)$$

Le facteur σ qui intervient dans cette formule, a la valeur normale de compression simple du matériau employé et non celle relative aux formules de Hertz, qui tiennent compte du frettage. Une formule analogue de Résal pour les rouleaux de dilatation s'écrit

$$\frac{P}{2 \ell r} = \frac{4}{3} \sigma \sqrt{\frac{\sigma_0}{E}} \quad \text{avec} \quad \sigma = 1200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_0 = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

pour l'acier ordinaire, ce qui donne $\frac{P}{2 \ell r} = 60 \text{ Kg/cm}^2$. Pour des aciers spéciaux

$$\frac{P}{2 \ell r} = 160 \text{ k/cm}^2$$

Cette formule de Résal pour les rouleaux de dilatation, peut s'écrire:

$$(2R) = d = \frac{3 N}{4 \sigma} \sqrt{\frac{E}{\sigma_0}}$$

Les articulations roulantes se font en pierre dure (granit, porphyre), en béton ou béton fretté et en fonte ou acier.

Pour les pierres, ε est très variable, notamment avec les pressions. On cite des valeurs variant de 1,43 à 4,02 pour les granits de provenance diverses. Pour certains porphyres, on cite 6,6 à 8,8; pour certains calcaires 6,8. Pour le béton, ε varie de 1,8 à 3,1 ou davantage, avec, comme valeur moyenne, environ 2 ou 2,1. Il est recommandable de faire procéder à des essais complets avant toute application car les résistances admissibles sont aussi très mal déterminées. Sous de fortes pressions, les pierres et notamment le béton subissent des déformations croissantes avec le temps. Cela correspond à des valeurs de E plus faibles pour les sollicitations permanentes que celles que l'on mesure par des essais qui sont généralement de courte durée. Il faut donc éviter, pour les charges permanentes, des valeurs trop élevées de ε . Eventuellement pour les bétons, on réduit jusqu'à 1,4 ou 1,5.

Les expériences montrent que, lorsque le rayon R d'un bloc augmente, le produit $2 \varepsilon \times \sigma_{rupt.}$ augmente, mais $\sigma_{rupt.}$ diminue et tend vers la résistance de rupture du matériau en cubes, tandis que, pour les faibles valeurs de R , il peut être triple ou double. Les formules de Hertz donnent les résultats qui concordent le mieux avec les expériences.

Pratiquement, on a employé du granit, du béton et du béton fretté. Les charges pour le granite sont très variables; on atteint jusqu'à 4000 kg/cm pour N et 538 kg/cm² pour σ . Il semble qu'on puisse admettre en toute sécurité pour σ 1/6 à 1/7 de la résistance de rupture mesurée sur cubes. Pour le béton, N atteint jusque 2700 kg/cm et σ jusque 200 kg/cm², avec une valeur moyenne de 120. On n'a pas atteint pratiquement de chiffres plus élevés pour le béton fretté, ce qui est paradoxal. La question est, en somme, mal élucidée et ce genre d'articulation ne semble pas particulièrement recommandable. On interpose quelquefois dans le joint des bandes minces de plomb ou des feuilles de cuivre pour répartir les pressions. Dans le cas de blocs en béton simple ou fretté, les surfaces de contact sont quelquefois confectionnées en mortier

riche de ciment 1-2 ou 1-1 (en vol.), parfois sur 10 cm. d'épaisseur ou sur une plus grande profondeur dans l'étendue de la région de contact (Pl. 6, fig. c). Ceci a pour inconvénient d'accentuer l'hétérogénéité de la matière et de faciliter la rupture par extension; cette disposition n'est pas recommandable. Le mortier est aussi généralement plus déformable qu'un bon béton compact.

Pour les articulations en métal, à cause de l'emploi fréquent dans les constructions, les valeurs des coefficients de formules de Hertz sont beaucoup mieux connus. Ce sont pour:

	<u>la fonte</u>	<u>acier doux</u>	<u>acier coulé</u>	<u>acier spécial forgé</u>
$\epsilon =$	10	21	21 à 21,5	21
$\sigma =$	5000 kg/cm ²	6500 kg/cm ²	8500 kg/cm ²	9500 kg/cm ²
	6000	8000	10000	12000

Les valeurs de σ de la première ligne sont valables lorsqu'on ne considère que les efforts principaux, ceux de la 2ème lorsque l'on considère aussi les effets secondaires: vent, lacet, impact, etc... Il faut bien spécifier que ces chiffres ne sont valables que pour les formules de Hertz, qui tiennent compte de l'augmentation de résistance par frettage.

Il y a plusieurs types d'articulations roulantes métalliques. Celles en acier coulé se font parfois d'une venue, les pièces de contact étant supportées par une base élargie, consolidée par des nervures en équerre (Pl. 7, fig. h). Il est préférable d'avoir des pièces d'appui spéciales en acier dur reposant sur des sommiers pleins (Pl. 6, fig. f), en acier coulé ou forgé ou formé par des tôles consolidées par des fers laminés très rigides (Pl. 6, fig. g). Ces sommiers reposent sur des pierres dures ou du béton qui est fretté et armé dans la zone d'épanouissement des pressions (Pl. 7, fig. h).

Ces rotules ne sont qu'imparfaites, celles en matériaux pierreux notamment ont de grandes surfaces de contact, de sorte que l'alignement de la résultante n'est guère fixé. Elles ont donné lieu à des accidents lors du décintrement, par suite de l'insuffisante résistance au glissement d'une pièce d'articulation sur l'autre. La résistance à l'effort tranchant n'est assurée que par le frottement. Aussi, loin de graisser ces articulations, opération qui a favorisé certains accidents, on les munit de goujons rapportés ou de rainures et languettes disposées dans l'axe et destinées à résister au cisaillement (pl.7, fig.h.).

3°) Il est apparent, dans ces conditions qu'il faut préférer les articulations tournantes, qui sont les plus parfaites (Pl.7). Elles sont analogues à celles des ponts métalliques et se composent d'axes en acier dur, portés par deux coussinets, de la forme habituelle, en acier coulé à nervures (pl.7, fig.ia, ib et l) où bien des sommiers en acier coulé ou forgé formant coussinet, ou bien des coussinets en acier forgé sur sommiers en charpente, appuyés comme les articulations du type précédent. Le danger de glissement est écarté. La sollicitation de l'axe est simple et consiste en compressions radiales, que l'on rapporte à la compression superficielle maximum σ dans l'alignement de la résultante.

On a par cm. de longueur: (fig.13)

$$N = \int \sigma_{\varphi} r \cos \varphi d\varphi$$

En admettant que $\sigma_{\varphi} = \sigma \cos \varphi$ et que le contact ne s'opère que dans les angles centraux de 45°, symétriques par rapport à la direction de N, on a:

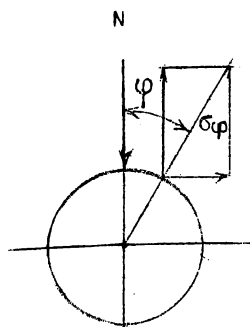


Fig. 13.

$$N = 2 \sigma r \int_0^{\pi/4} \cos^2 \varphi d\varphi = 1,285 \sigma r$$

En effet

$$2 \int_0^{\pi/4} \cos^2 \varphi d\varphi = 2 \int_0^{\pi/4} \frac{1 + \cos 2\varphi}{2} d\varphi = \frac{\pi}{4} + \frac{1}{2} (\sin 2\varphi) \Big|_0^{\pi/4} = 1,285$$

D'où
$$\sigma = \frac{0,78 N}{r} \quad \text{et} \quad r = \frac{0,78 N}{\sigma}$$

On admet $\sigma = 1000 \text{ kg/cm}^2$ pour l'acier coulé,
 $= 1200 \text{ kg/cm}^2$ " " forgé,

On peut admettre jusqu'à 1500 à 1700 kg/cm^2 pour les aciers spéciaux. Le \varnothing minimum est 7 cm.

Il est avantageux de graisser les axes (par exemple à la paraffine), le glissement n'est pas à craindre. La rotule résiste par cisaillement à l'effort tranchant. Le frottement donne lieu à une légère excentricité de la réaction, qui devient tangente à un cylindre de rayon fr ; elle est faible si la rotule est graissée.

Pour les charges pas trop fortes, on peut employer des axes en pierre dure polie

$$\sigma = \frac{\sigma_{rupt}}{6}$$

ou en béton très dur fretté. On y a eu recours pour des pendules de dilatation. On pourrait les graisser ou éventuellement interposer une mince chemise de plomb ou de cuivre. Si l'on veut éviter des articulations métalliques, la solution des axes en matériaux pierreux paraît préférable à celle des articulations roulantes dans les mêmes matériaux.

4°) L'articulation Mesnager, (Pl. 7, fig. k) aussi appelée semi-articulation, est, à vrai dire, du béton armé, mais elle s'emploie aussi dans les voûtes en béton non armé. Elle consiste à réduire d'une manière très sensible la hauteur du joint et de l'armer de barres de fer rond disposées en X, le point de croisement étant au milieu du joint (1).

Les armatures sont calculées de manière à supporter seules, sans contraintes excessives, la réaction totale. Si $2n$ est le nombre de barres, d leur diamètre, σ_a leur contrainte pratique,

$$N = 2n \frac{\pi d^2}{4} \sigma_a$$

On ne tient donc pas compte de la faible obliquité des barres.

Il faut aussi que l'adhérence des barres soit suffisante pour éviter les glissements. En appelant l leur demi-longueur,

$$N = 2n \pi d l \sigma_a,$$

d'où

$$l = d \frac{\sigma_a}{4\sigma}$$

(1) Dans certaines constructions, on a même supprimé le béton du joint, les armatures de la semi-articulation étant nues. Ce dispositif est compatible avec la conception de l'articulation Mesnager, mais n'est pas généralement recommandable; le béton du joint, même s'il est fissuré, protège les armatures de la corrosion.

pour $\sigma_a = 900$, $\zeta = 4,5$ (kg/cm²), $l = 50 d$ (d'après M. Mesnager)
 L'excentricité de la réaction par rapport au croisement des barres dépend de leur flexibilité, donc de la largeur du joint évidé. On prend généralement 5 fois le ϕ des barres. Les expériences de l'inventeur ont montré qu'avec les taux habituels de contrainte (il envisageait à l'époque 800 kg/cm²), la longueur libre des barres peut atteindre 10 fois leur diamètre sans danger de flambage.

Les armatures doivent aussi résister à l'effort tranchant.

Un frettage complète le dispositif dans l'étendue de la zone d'épanouissement des pressions (Pl. 9, fig. n). Monsieur Mesnager envisage comme limite: $N = 150$ tonnes par m.ct, ce qui est assez faible pour les ponts modernes, prévus pour de lourdes charges.

5°) La semi-articulation ou articulation Freyssinet dérive de la précédente, mais les armatures croisées sur l'axe ou longitudinales passant par le milieu du joint n'ont plus pour but de transmettre la pression, mais seulement de résister à l'effort tranchant. La pression est transmise par le joint rétréci en béton, qui repose sur des sommiers fortement frettés. Ce béton fretté forme, à son tour, frette pour le joint comprimé, qui travaille à un taux élevé, variant, d'après l'inventeur, de 40 à 250 kg/cm² dans les applications réalisées, et pouvant, en principe, atteindre la pression de rupture du béton non armé. Dans cet état, le béton soumis à forte compression agit comme un corps plastique ou semi-fluide. Le déplacement extrême de la courbe des pressions est limité par l'écart entre la résistance de rupture du béton non armé et la pression moyenne dans la section rétrécie. Si la pression moyenne est

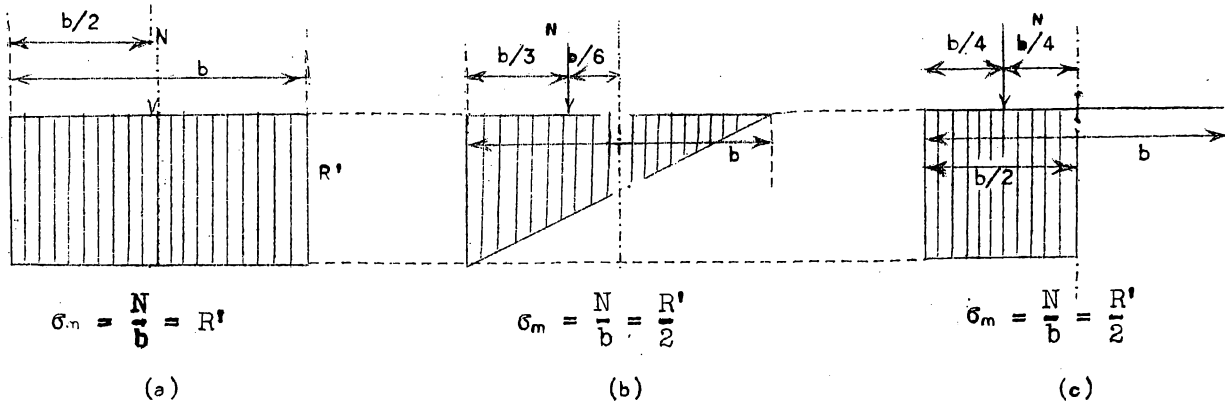


Fig. 14.

la pression de rupture, la résultante est nécessairement au centre du joint (Fig. 14a) l'articulation fonctionne comme un vérin hydraulique à rotule. Si la pression moyenne est la moitié de la pression de rupture, les positions extrêmes sont aux tiers de l'articulation, pour une loi de répartition triangulaire ou aux quarts pour une loi de répartition rectangulaire avec fissuration (Fig. 14c).

L'articulation est donc d'autant plus parfaite que la section est plus rétrécie et que la pression moyenne est plus voisine de la pression de rupture. La sécurité s'exprime par le rapport à la pression de rupture du béton non armé de celle du béton armé, qui peut-être portée à 1000 kg/cm² et davantage par des frettes en quadrillages superposés de barres fixes, normaux aux pressions. Il faut, en outre, des barres // aux pressions, pour éviter le gonflement des joues du joint d'articulation et des barres de flexion transversale pour assurer l'épanouissement des pressions (Pl. 9, Fig. m).

En somme, l'articulation Freyssinet peut être assimilée à une articulation roulante en béton sans joint ouvert, ce qui empêche que le fonctionnement de l'articulation soit dérangé par les poussières, etc... Si une fissure se produit, elle réalise l'articulation roulante à joint ouvert. Le joint doit être très mince pour que le frottement empêche l'écrasement et la fuite du béton.

L'articulation Freyssinet ne présente pas, comme l'articulation Mesnager, de limite de mise en oeuvre, parce qu'elle fait intervenir la résistance du béton, non celle des armatures.

L'articulation Freyssinet correspond pratiquement à la définition mathématique de la rotule en résistance des matériaux, qui est $M = 0$

Comme

$$M = -\frac{1}{V} \sigma, M = 0$$

entraîne la condition $I = 0$, c'est-à-dire l'annulation de section. Théoriquement ceci ramène à l'articulation roulante. Nous avons vu que ce type d'articulation met la définition théorique pratiquement en défaut. L'articulation Freyssinet réalise approximativement $I = 0$ par la réduction de l'épaisseur du joint, c'est-à-dire qu'elle crée une valeur de I très faible. Nous avons montré que cela n'empêche pas l'annulation de M , réalisée lorsque σ atteint le taux de rupture du béton dans toute la section rétrécie.

§ 8.- MATERIAUX.

On emploie les briques, les pierres taillées, et le béton. La maçonnerie se fait à l'heure actuelle, d'une manière générale au mortier de ciment.

Les briques sont économiques et faciles à mettre en oeuvre. Elles donnent des ouvrages d'un aspect agréable, à condition qu'ils soient bien protégés contre l'humidité. Ces matériaux permettent facilement et à peu de frais une décoration architecturale appropriée, grâce au petit module et à la teinte vive. Il faut évidemment des briques de qualité, tant au point de vue de la résistance que de la compacité et de l'aspect. Néanmoins, les briques ne permettent pas les compressions très élevées et leur emploi se borne aux petites et moyennes portées. Tension admissible: 15 à 25 kg/cm² max. selon qualité. Poids du mètre cube 2000 kg. environ par m³. Résistance des briques à l'écrasement: 150 à 350 kg/cm² minimum pour les briques de qualité cuites au four.

Les pierres peuvent s'employer assisées ou non. Les pierres non assisées s'emploient pour les petits ouvrages ou dans la partie extradossale de la voûte pour les ouvrages plus grands. Ces pierres sont généralement de qualité médiocre ou moyenne, comparable à la brique. Résistance 8 à 12 kg/cm² au mortier de chaux, 12 à 15 kg/cm² au mortier de ciment. Poids spécifique 1800 à 2400 kg/ m³, selon la nature des pierres.

Les pierres taillées s'emploient pour les bandeaux (faces des voûtes apparentes en têtes) et souvent aussi pour les douelles. Les grandes voûtes sont généralement construites complètement en pierres assisées, les bandeaux sont en voussoirs taillés d'appareil, les pierres de douelle en moellons appareillés en voussoirs, de la qualité des moellons smilés, et le corps de la voûte est souvent en moellons débrutis. La pose se fait de préférence à bain de mortier, mais sur cales de plomb pour les pierres un peu grandes. On peut aussi ficher le mortier dans les joints des grands voussoirs, posés sur cales, l'exécution se fait à la fiche et est très délicate. Le poids spécifique moyen est de 2400 kg/ m³ pour les voûtes en grès ou calcaire moyen; il peut

atteindre 2600 et 2700 kg/m³ pour des calcaires durs, les granites et les basaltes. Avec de bonnes pierres, présentant au moins 600 kg/cm² de résistance de rupture, la résistance des maçonneries est limitée par les joints de mortier. On sait que cette résistance en joints minces est supérieure à la résistance sur cubes, par suite des frottements sur les bases, qui entravent le gonflement latéral. Selon les règles généralement admises, on pourrait autoriser jusque 0,3 de la résistance à la rupture du mortier sur cube au décimètre (après 1 mois) sous l'effet du poids mort et davantage lors de la mise en service, la résistance croissant avec l'âge.

D'après cela, 45 kg/cm² de contrainte pratique est un minimum et l'on peut, comme le préconise Monsieur Séjourné, admettre 60 kg/cm² à 1 mois et 90 kg/cm² à 3 mois, avec de bons mortiers de sable rugueux à 500 ou 600 kg. de ciment par m³ de sable. Au surplus, il est recommandable de fixer la tension admissible d'après des essais de laboratoire.

Les maçonneries en pierres taillées sont excellentes d'aspect, mais coûteuses, à cause de la taille, de l'appareil et de la manutention. L'architecture exige souvent des tailles complexes, elle est coûteuse et somptueuse. Les maçonneries de briques et de pierres taillées ont l'avantage technique de présenter un retrait insignifiant et d'être relativement peu sensibles aux effets thermiques. Ceux-ci sont proportionnels au produit $E\delta$, E étant le module de Young, δ le coefficient de dilatation thermique.

VALEURS DE $\delta \times 10^6$ (par degré centigrade)

Calcaire dur	6 à 8		Maçonnerie de briques à la chaux	3 à 4
Granite	8 à 9		" " " au ciment	4,5
Béton de ciment	11			

VALEURS DE $E\delta$ (kg/cm²)

Béton de ciment	1,7 à 3,3	, Moyenne 2,5
Calcaire dur	1,2 " 2,4	, et davantage.
Granite	2,0 " 2,7	, moyenne 2,4
Maçonneries de briques à la chaux	0,09 à 0,12	
" " moellons " "	0,36	
" " briques au ciment	0,20 à 0,70	, moyenne 0,50
" " moellons " "	0,60 à 0,90	, " 0,75

Le béton est devenu d'un usage très répandu depuis le premier quart du siècle. Il est facile et économique à mettre en oeuvre; plus économique que la pierre taillée. Son aspect est ingrat, mais il est susceptible d'être rendu satisfaisant par un parachèvement superficiel, éventuellement sur béton spécial de parement. Il faut un dosage résistant, bien étudié; au moins 300 à 400 kg de ciment portland artificiel par m³. La résistance admissible est 0,28 de la résistance de rupture après 90 jours. Dans ces conditions, on pourrait admettre jusqu'à 90 kg/cm² et davantage; souvent, on ne dépasse pas 60 kg/cm² pour les grands ouvrages en béton non armé. On doit considérer que la résistance des voûtes en béton n'est pas supérieure à celle des voûtes en bonnes pierres assisées, mais il est difficile d'atteindre les hautes résistances que celles-ci permettent à cause de la résistance limitée à la compression et surtout du défaut de résistance à l'extension des joints de mortier.

Le grand avantage du béton est de permettre la disposition de quelques armatures aux endroits les plus exposés aux fissurations. En fait, les grandes voûtes en béton ne sont presque jamais dépourvues de toute armature, elles comportent le plus souvent des armatures modérées et locales aux endroits les plus sollicités, mais sans que la construction constitue pour cela du béton armé au vrai sens du mot.

On emploie parfois des voussoirs en béton, préparés en usine et de qualité contrôlable. Ils se mettent en oeuvre comme des pierres taillées, mais sont d'un prix moins élevé.

Les inconvénients du béton sont la sensibilité thermique, le retrait et l'importance plus considérable des cintres.

On ne peut considérer que le béton ait radicalement supplanté les autres types de maçonnerie dans la construction des voûtes. Pour des raisons d'aspect, on utilise souvent des maçonneries mixtes, la masse de béton étant parementée en briques ou pierres. La différence de qualités physiques, notamment de sensibilité thermique et de retrait, tend à la longue à provoquer la séparation des éléments hétérogènes. Il faut tenir compte de ce fait dans l'exécution, en permettant certaines déformations relatives par des joints ad hoc bien disposés et en assurant d'autre part une bonne liaison par des ancrages métalliques.

Les matériaux doivent être soigneusement étudiés au point de vue de la durabilité, qui dépend notamment de la compacité et de l'imperméabilité. Ils doivent être ingélifs et peu poreux. L'humidité est toujours défavorable. On prendra toutes les précautions nécessaires pour empêcher les infiltrations (chapes). On emploiera les matériaux siliceux de préférence aux matériaux calcaires, très corrodables par l'eau et aussi par les atmosphères industrielles (H_2SO_4). Eventuellement on aura recours à des enduits protecteurs, soit de ciment, ou de liquides, tels que le silicate de soude. L'entretien sera très attentif.

INFRASTRUCTURE DES PONTS EN MAÇONNERIE

Culées et Piles.

§1.- CULÉES.

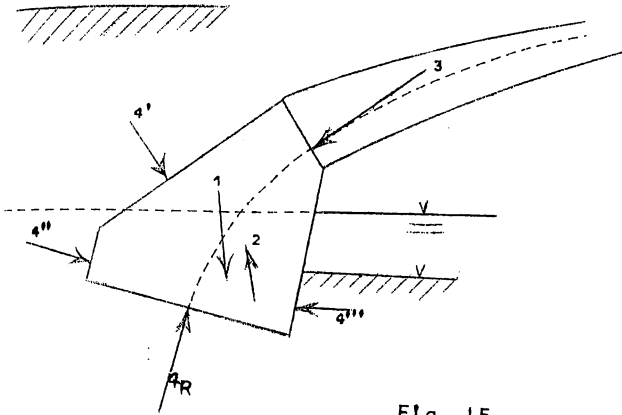


Fig. 15.

Les culées se distinguent des autres appuis dans les ponts en maçonnerie parce qu'elles doivent reporter sur le sol de fondation de fortes poussées, c'est-à-dire des réactions comportant de fortes composantes horizontales. La manière dont ces réactions sont transmises dépend essentiellement de la nature du sol de fondation et de sa disposition par rapport à l'ouvrage. Il en résulte que ces dispositions doivent être judicieusement établies dans chaque cas concret, d'après l'importance et le caractère de l'ouvrage.

Les culées assurent deux fonctions essentielles. Tout d'abord, celles de constituer un appui inébranlable aux retombées des voûtes. Ceci doit être réalisé par une fondation conforme aux règles de l'art, stable par elle-même et à l'abri des affouillements. En outre, la culée doit posséder une stabilité propre très élevée, notamment une grande rigidité. Cette rigidité est relativement sûre dans les culées très basses, elle l'est beaucoup moins dans les culées hautes. Il est dans ce cas, prudent de déterminer, à titre de contrôle, d'après les principes exposés dans la 2^{ème} partie de cours, les déformations du sommet de la culée en tenant compte éventuellement des tassements possibles du terrain. En tous cas, il faut étudier la stabilité de la culée considérée comme le prolongement élastique de l'arc et non se contenter d'une vérification de stabilité extérieure au renversement et au glissement.

En second lieu, les culées doivent réaliser le raccordement du pont avec les berges ou talus et les abords du pont: rampes, chemins de halage ou bermes, etc... Cette fonction est le plus souvent déterminante de la forme au moins extérieure de la culée, par certains éléments qu'elle exige. Ils ne sont pas indispensables à la stabilité et n'y contribuent que d'une manière généralement imparfaite; on cherche donc à les réduire. Ces éléments sont les piédroits: parements verticaux ou peu inclinés sous les abouts des arches (Pl.11, fig.4), et les murs en retour ou murs en ailes, destinés à réaliser le raccordement avec les talus. Les murs en retour (Pl.14, fig.2) sont les prolongements des tympans et forment avec eux ce que l'on appelle les têtes. Les murs en ailes (Pl.24,fig.1) sont au contraire dans le prolongement des piédroits ou bien évasés.

Au point de vue de la forme, on appelle les culées munies de piédroits et de murs en retour ou en ailes, des culées proprement dites ou ordinaires (Pl. 11, fig. 4). On appelle culées perdues, (Pl. 12, fig. 1) des culées qui ne possèdent pas ces éléments apparents; l'arc pénètre dans les talus et s'y épanouit jusque sur le bon sol de fondation. Cette disposition est la plus ra-

tionnelle au point de vue de la stabilité et la plus économique. Elle ne convient pas toujours, soit pour des raisons d'aspect, soit pour le raccordement avec les abords (viaducs d'approche), soit à cause de la profondeur de fondation. Enfin, il faut observer que la distinction entre ces types de culées peut être précaire lorsque, pour concilier les conditions d'économie, d'aspect et de raccordement aux abords, on combine les culées perdues avec des murs indépendants: murs de quai, murs de soutènement, masques latéraux, etc...

62.- STABILITE DES CULEES.(fig.15)

Les culées supportent: 1°) leur poids propre; 2°) les pressions et sous-pressions hydrostatiques éventuelles; 3°) les réactions de l'arche; 4°) les réactions des terres et du sol. Ces quatre actions doivent assurer l'équilibre très stable de la culée.

Les réactions de l'arche sont généralement bien définies en grandeur et alignement; il faut évidemment considérer les réactions les plus dangereuses. Les pressions et sous-pressions hydrostatiques sont toujours bien définies; il faut tenir compte éventuellement de leurs fluctuations possibles.

Pour ce qui est du poids, il faut envisager attentivement si certains éléments tels que les murs en retour, les murs en aile, etc... peuvent être considérés en totalité ou en partie comme contribuant à la stabilité. Cette question n'a d'ailleurs que peu d'importance pour les culées massives dont le poids est généralement important et suffisant. Elle en acquiert dans le cas de culées évidées ou divisées, notamment pour les ponts à anneaux multiples où chaque anneau a une culée propre, les éléments sont réunis par des murs de masque et un plateau de fondation. Il faut alors veiller à adopter des dispositions constructives permettant de tirer le meilleur parti de tous les éléments et justifiant les hypothèses de base du calcul.

L'élément le moins déterminé est celui des réactions des terres et du sol, parce qu'il se complique de la question de butée et de poussée des terres. L'hypothèse la plus simple est celle de considérer la stabilité de la culée dans sa fouille avant remblai, le pont ne portant que les charges correspondant à cet état. Dans ces conditions, la seule inconnue est la réaction du sol sur la base de fondation. Cette hypothèse est généralement défavorable et par conséquent sûre, en tous cas pour les grands arcs. Le remblai des terres derrière la culée ne permettrait d'ailleurs pas de compter sur la butée. Comme celle-ci implique toujours de fortes compressions et, par conséquent, des déplacements inadmissibles, la butée ne doit pas être envisagée.

On détermine, par combinaison du poids et de la réaction de l'arche, le prolongement de la ligne des pressions de l'arc dans la culée jusque sur l'assise de fondation, ce qui permet de déterminer les compressions sur cette assise.

Leur maximum doit être inférieur à la limite permise. Mais cette condition n'est pas suffisante. Il est nécessaire, en outre, que la compression soit sensiblement uniforme et que le glissement soit sensiblement nul.

Il faut donc que la ligne des pressions soit, en toutes circonstances, voisine de la fibre moyenne et que l'assise de fondation soit normale à cette fibre, donc inclinée.

Après la mise en service du pont, les charges mobiles modifient peu la ligne des pressions dans la culée, car le poids mort est prépondérant. Ceci montre la supériorité de la culée perdue et l'inutilité de la maçonnerie des piédroits dans les culées ordinaires. Non seulement cette maçonnerie est inutile, mais par suite de la forme de la courbe des pressions et si l'on ne donne pas à la culée des épaisseurs excessives, il se développe nécessaire-

ment des extensions près du parement des piédroits et l'onglet de maçonnerie superflu tend à se différencier par fissuration de la maçonnerie active. (Fig. 16). Moyennant les précautions indiquées, on évite à coup sûr les glissements et déversements de la culée sur l'assise de fondation, il ne reste que le tassement que l'on peut réduire par un empattement suffisant ou la consolidation du sous-sol, si ce dernier n'est pas suffisamment résistant. Il est à

remarquer que le tassement sous une base de fondation inclinée comporte une composante de déplacement horizontale, mais très limitée.

Dans ces conditions, il n'y a pas lieu d'envisager une butée des terres sur la face arrière de la culée. Il n'y a généralement pas lieu non plus de considérer une poussée des terres sur le prolongement des piédroits, sauf en cas de fondation très profonde. Par contre, on envisagera la poussée des terres sur la face arrière de la culée, après remblai, déterminée par les méthodes ordinaires. Comme cette face est généralement assez inclinée, cette poussée des terres a une forte composante verticale; elle est surtout stabilisante et ne modifie pas sensiblement l'état élastique envisagé sans les terres, sauf éventuellement l'ac-

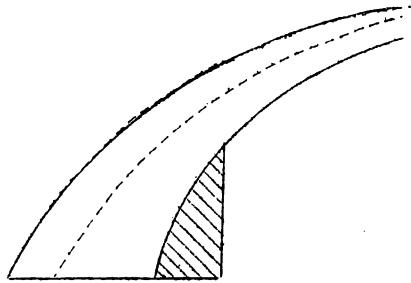


Fig. 16.

tion du poids des terres dans les culées évidées, qui augmente la stabilité.

Il faut aussi vérifier la stabilité des culées dans la fouille avant la construction des voûtes. La poussée des terres sur la face arrière peut alors être défavorable. La stabilité des culées perdues est plus difficile à assurer dans ces conditions.

§ 3.- FORMES ET CONSTRUCTION DES CULEES.

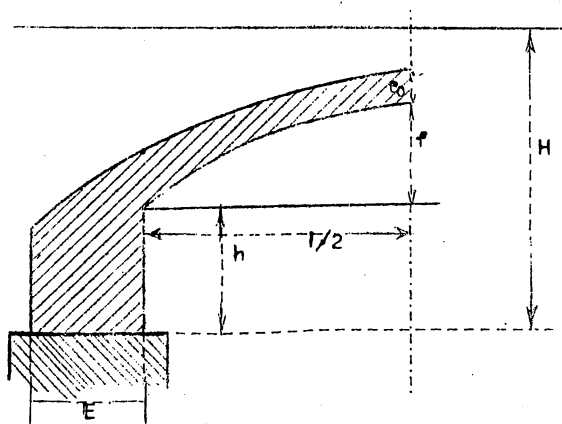


Fig. 17

La section type des culées ordinaires est la section rectangulaire (Figure 17), ou trapèze avec le parement antérieur vertical. Pour l'évaluation des épaisseurs d'avant-projet, on peut se servir des formules empiriques de Monsieur Lévillé.

Arc de cercle:

$$E = [0,33 + 0,212l] \sqrt{\frac{lh}{H(f + e_0)}} \quad (m)$$

Plein cintre:

$$E = [0,30 + 0,162l] \sqrt{\frac{(h + 0,25l) \times 0,865l}{H(0,25l + e_0)}} \quad (m)$$

$$\text{Anse de panier: } E = [0,43 + 0,154l] \sqrt{\frac{(h + 0,54f) \times 0,84l}{H(0,465f + e_0)}}$$

L'étude correcte de la stabilité et la considération de la rigidité conduisent à faire adopter de plus en plus la forme de culée perdue, profilée suivant la ligne des pressions.

Les joints de la maçonnerie assisée ou les joints reprise du béton sont généralement normaux à cette ligne (Pl. 12, fig. 2, Pl. 14, fig. 1). Le piédroit constitue alors en somme simplement un remplissage de maçonnerie distinct; on peut avantageusement le remplacer par un masque ou un perré. (Pl. 12, fig. 1 a et b; Pl. 14, fig. 1 b et d; Pl. 32, fig. 1).

La culée perdue convient toujours très bien quand le bon sol de fondation est peu profond. Quand la fondation est profonde, il y a avantage à avoir une culée très massive de telle sorte que, sous l'action du poids, la ligne des pressions se rapproche très rapidement de la verticale. On distingue alors généralement un massif de fondation prismatique sur lequel s'appuie la partie supérieure de la culée, qui peut être en forme de culée perdue si le surbaissement est faible (Pl. 12, fig. 2 b).

Pour les ponts à anneaux multiples, la forme de culée perdue convient bien. Les prolongements des divers anneaux peuvent reposer sur un massif commun de fondation. Si elles sont en outre réunies par des masques ayant l'apparence de piédroits, on obtient une culée évidée à contreforts ayant l'aspect extérieur d'une culée ordinaire. Les terres entre les culées interviennent comme poids stabilisant. Ce système est économique.

Dans les ponts à grandes arches avec viaducs d'approche, les culées peuvent être massives ou d'aspect massif lorsqu'elles sont basses (Pl. 3, fig. 2). Pour les viaducs de grande hauteur, cette solution est inadmissible; généralement, une des piles du viaduc d'approche prend appui sur la fondation de la culée (Pl. 5, Pl. 54, fig. 1c). Cette pile est d'ailleurs parfois une pile culée (pont Adolphe à Luxembourg, pl. 5), mais l'ensemble n'a pas l'aspect d'une culée haute et massive. Cet aspect est réalisé au pont de Lavaur (Pl. 54).

Les culées des ponts bas sont souvent surmontées d'élévissements (Pl. 53, fig. 3 a), mais il n'est pas toujours possible de rendre ces élévissements apparents (Pl. 12, fig. 2 b; pl. 32, fig. 7). Une culée massive ou d'aspect massif assure d'ailleurs souvent une transition heureuse entre les grandes et les petites arches.

Les culées terminales des viaducs de grande hauteur à arches multiples sont généralement peu épaisses, les arcs étant en plein cintre et de faible portée (Pl. 13, fig. 1 b 3).

Par contre, les murs en retour ont souvent un grand développement, les murs en aile ne conviennent pas. Les murs en retour jouent partiellement le rôle de contreforts. Ils peuvent être fondés en gradins (Pl. 13, fig. 1 a et 2). Comme ces culées sont à flanc de coteau, il faut prendre des précautions contre les glissements; encore davantage si elles sont au sommet d'un talus de déblai.

Le meilleur moyen est de descendre la fondation assez bas et de la rendre aussi légère que possible en l'évidant par puits (Pl. 13, fig. 1 a et b), c'est en somme la culée perdue qui est la meilleure solution, car elle comprime le terrain sans tendre à le faire glisser (Pl. 13, fig. 1 c).

§ 4.- MURS EN AILES, MURS EN RETOUR ET ELEVISSEMENTS.

Les murs en ailes (Pl. 24, fig. 1) ne contribuent pas à la stabilité de la culée, ce sont des murs de soutènement de hauteur variable. Il résulte des sollicitations différentes de la culée et de ces murs une tendance à la séparation dans le plan des têtes. En principe, rien ne s'oppose à exécuter un joint mince, toujours préférable à une fissure, car la stabilité de la culée et des murs en ailes sont indépendantes. Cette précaution est même

nécessaire dans les terrains où des tassements inégaux sont à craindre, par exemple en terrain soumis aux affaissements miniers (Passages inférieurs à Sclessin sous la ligne de Fexhe à Kinkempois).

Elle n'est pas usuelle, cependant, parce que les murs en ailes sont généralement réservés aux petits ouvrages peu surbaissés où les poussées sont faibles et la stabilité généralement très grande. Les fissures sont peu fréquentes. Les murs en ailes sont établis comme des murs de soutènement, sans tenir compte de leur liaison à la culée. Ils sont couverts d'un couronnement en pente. On prévoit généralement des caniveaux de descente des eaux le long du couronnement. Les murs en ailes sont plus économiques que les murs en retour ordinaires, leur aspect n'est pas défavorable pour les petits ouvrages. Ils conviennent sous les hauts remblais, parce que la poussée est indépendante de la hauteur du remblai.

Les murs en retour (Pl. 14, fig. 2) sont également établis comme des murs de soutènement, mais en tenant compte éventuellement, si le pont est peu large, de la faible épaisseur de terre renfermée entre deux murs parallèles rapprochés, qui réduit la poussée (1). Par contre, toute la hauteur des terres agit dans la poussée, les murs en retour ne conviennent donc pas pour les ouvrages sous de hauts remblais. Ils sont alors aussi nécessairement trop écartés pour que la réduction de poussée puisse se manifester.

D'autre part, par suite de l'inclinaison des talus ou des quarts de cône, la hauteur sur laquelle agit la poussée, diminue des piédroits vers l'arrière. Les murs en retour sont cependant, en général, de profil constant. Avant le remblai des quarts de cône, ils sont sollicités sur toute leur hauteur par la poussée des terres derrière le mur; c'est cette dernière hypothèse qu'il faut envisager pour le calcul, par raison de sécurité.

Pour éviter les tassements inégaux et les décollements entre les murs en retour et les culées et, au contraire, faire travailler les murs en retour comme contreforts, on les fonde éventuellement au même niveau que les culées, (Pl. 14, fig. 2, Pl. 34), souvent même sur un radier général (Pl. 41). Cette dernière disposition, qui fait intervenir un poids stabilisant de terre, est coûteuse et n'est pas particulièrement rationnelle pour la stabilité des petits ouvrages, par suite de l'allure de la ligne des pressions.

Si le terrain est très ferme, on peut fonder les murs en retour en gradins (Pl. 13, fig. 2; Pl. 32, fig. 5; Pl. 40). En terrain moins ferme, par exemple au haut d'un talus de déblai en terrain meuble, ou en remblai, on peut établir les murs en retour sur une poutre en béton armé inclinée suivant la pente du talus et constituant soit une console encastree dans la culée (Pl. 15, fig. 1), soit une pièce reposant sur des piliers fondés à profondeur suffisante (Pl. 15, fig. 2). Dans ce dernier cas, au lieu d'être oblique, elle peut être en gradins. Il est recommandable d'entretoiser ces consoles (dans le cas de la fig. 1, pl. 15, par un tube en béton armé) et d'établir des tirants d'ancrage reliant la partie supérieure des murs en retour aux tympanes, pour éviter des fissures. Actuellement, les murs en retour se font généralement en porte-à-faux sans fondation (pl. 32, fig. 5) le béton étant armé autant que de besoin et ne pénétrant que de très peu dans les talus des quarts de cônes ou de la tranchée. Les murs en retour conviennent surtout dans les tranchées (pl. 40) où ils sont presque nécessaires. Ils peuvent aussi être employés pour des remblais bas (Pl. 34, 39 et 41). Les murs en ailes conviennent pour

(1) Cours de procédés généraux de construction. Fascicule III. Ouvrages terrassés et souterrains.

les remblais, quelle que soit leur hauteur. Ils ne conviennent pas en tranchée, car ils exigeraient des quarts de cônes renversés.

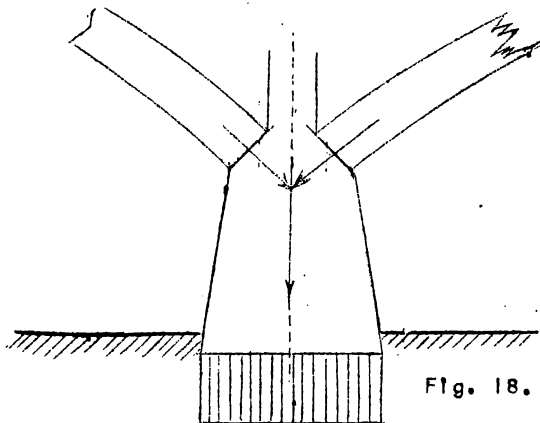
Dans les culées très hautes (viaducs) ou très longues (grands arcs surbaissés), au lieu de construire des murs en retour ordinaires, on emploie des culées élégies (Pl. 13, fig. 1 a, b et c). Les élégissements verticaux par puits conviennent bien aux culées hautes et étroites des hauts viaducs à faible poussée. Ils peuvent être ouverts ou fermés et éventuellement fondés en gradins (Pl. 13, fig 1 a). Ils surchargent peu le sol. S'ils sont ouverts, ils doivent être remplis de remblai poussant peu: gravier, pierraille, béton maigre ou béton de sable. Les murs latéraux ne sont guère que des masques. Les puits sont préférables aux élégissements longitudinaux, qui remplacent la poussée et la charge des terres par la poussée et la charge des voûtes. Même si on équilibre ces poussées par des tirants ou que l'on emploie des couvertures en béton armé, les murs latéraux doivent pouvoir supporter les charges transmises. Comme ils sont hauts, on est conduit à des dimensions supérieures à celles des culées à puits où les parois transversales agissent comme des murs de refend pour solidariser les murs latéraux.

Pour les culées longues (culées perdues) et larges (grands ponts), on peut employer plusieurs rangées de puits (Pl. 13, fig. 1 b) mais la meilleure disposition est celle des élégissements transversaux, couverts de voûtes ou de hourdis en béton qui continuent généralement les élégissements de même nature des reins de la voûte (Pl. 13, fig. 1c; pl. 32, fig. 7). Ils peuvent être éventuellement apparents; le plus souvent ils sont fermés par des murs de masque.

Les élégissements vides doivent être accessibles et il faut prendre des dispositions en vue d'éviter que les eaux ne s'y accumulent ni que l'air y soit stagnant (Pl. 13, fig. 1 b et c).

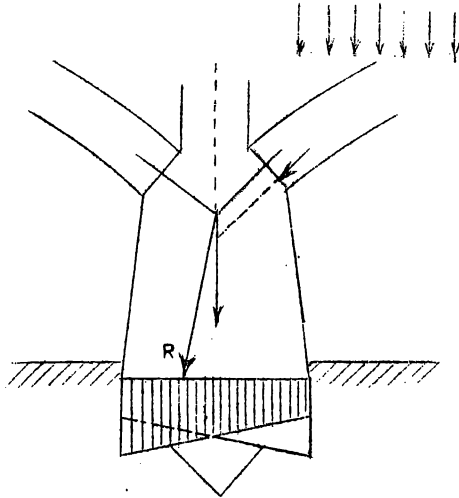
95.- PILES.

Sur les piles intermédiaires, les poussées fixes des arches adjacentes s'équilibrent et leurs réactions se composent pour produire une réaction totale verticale qui s'ajoute au poids de la pile généralement symétrique. Il en est de même si les deux arches adjacentes sont également et symétriquement surchargées (fig. 18).



L'effet des surcharges mobiles couvrant une des arches seulement peut produire une poussée non équilibrée qui, dans les grands arcs surbaissés, est généralement une fraction des poussées fixes. L'effet des réactions verticales et du poids propre doit être suffisant pour assurer l'équilibre élastique de la pile, compte-tenu des pressions et sous-pressions hydrostatiques. Il est désirable que, non seulement la ligne des pressions reste dans la région centrale, mais encore qu'elle se rapproche le plus possible de l'axe de la pile près de la base. (Fig.19).

Cette condition est sensiblement réalisée pour les arcs surbaissés à piles basses, en donnant aux piles, au niveau des naissances, une épaisseur e variant de 0,10 à 0,125 l .



Enveloppe des compressions
sous la base de fondation

Fig. 19.

La surcharge dissymétrique peut affecter l'une ou l'autre des arches adjacentes. La répartition des pressions sous la base de fondation de la pile est donc variable et il existe une enveloppe des pressions maxima sous cette base. En cas de fondation sur pieux de support, leur répartition et leur calcul devront se faire par rapport à cette enveloppe. Par rapport à chaque cas de sollicitation considéré isolément, il y aura donc plus de pieux qu'il est nécessaire (Fig. 19). Pour les arches en plein cintre, la hauteur des piles peut être grande et il convient pour la rigidité d'augmenter les dimensions en fonction de la hauteur.

Monsieur Séjourné recommande $\epsilon_p = 0,10\ell$

+ 0,04 H. Pour les viaducs de chemin de fer d'ouverture supérieure à 8 m., il emploie la formule ci-dessus ou celle déjà citée dans les proportions générales (Fascicule I,

Généralités): $\epsilon_p = 0,20 \ell = 0,08 H$.

Pour les ouvertures de moins de 8 m., elle est insuffisante, il faut prendre:

$$\epsilon_p = 0,80 + 0,10\ell \text{ (en m)}$$

Ces dimensions correspondent toutefois à l'emploi de mortiers de chaux. Avec le mortier ou le béton de ciment, l'étude de la stabilité permet éventuellement de réduire l'épaisseur. Pour les viaducs notamment, on prend pour les piles hautes $\epsilon_p = 0,15\ell = 0,06 H$. On réduit légèrement l'épaisseur lorsque la hauteur diminue, en tenant compte de l'aspect.

La largeur des piles à la base est toujours supérieure à celle du pont, dans les ponts bas en rivière à cause des avant-becs, dans les viaducs élevés à cause du fruit. Cette disposition contribue beaucoup à la stabilité et permet d'élégir les piles basses au-dessus du niveau des naissances. Ce peuvent être des élégissements transversaux, combinés avec ceux des tympanes et généralement apparents (Pl. 19, fig. 26). Parfois, la pile est enjambée par une arche ou un hourdis prenant appui sur les reins des 2 voûtes voisines (Pl. 19, fig. 2 c et d). Cette disposition n'est pas exceptionnelle, mais pas très rationnelle. Il semble que pour les piles, des évidements en puits ou longitudinaux (par rapport au pont), couverts de dalles en béton armé, conviennent le mieux.

§ 6.- PROFIL EN ELEVATION DES PILES.

Ainsi qu'il a été dit plus haut, les piles sont généralement symétriques. On a préconisé parfois des piles obliques pour des arches inégales, mais cette disposition ne rencontre aucune faveur. La fig. c, pl. 55, correspond plus ou moins à cette disposition, dont l'aspect est encore plus ou moins acceptable dans ce cas en raison du faible surbaissement des arches adjacentes et du fait que leurs naissances sont à des niveaux différents. Mais pour des arches surbaissées inégales, dont les naissances sont au même niveau, l'aspect est tout-à-fait désavantageux.

Les piles basses reçoivent généralement un fruit constant de 1/30e (arcs surbaissés) (Pl. 15, fig. 3 c) à 1/20e (ellipses et anses de panier) (Pl. 15, fig. 3a). Parfois, pour des raisons d'aspect, on leur donne un tracé courbe suivant le prolongement de l'intrados (Pl. 15, fig. 3 b; Pl. 16, fig. 2) etc... A la base, on élargit souvent par un ou plusieurs ressauts apparents ou non, formant le socle et assurant la transition avec l'empattement de fondation.

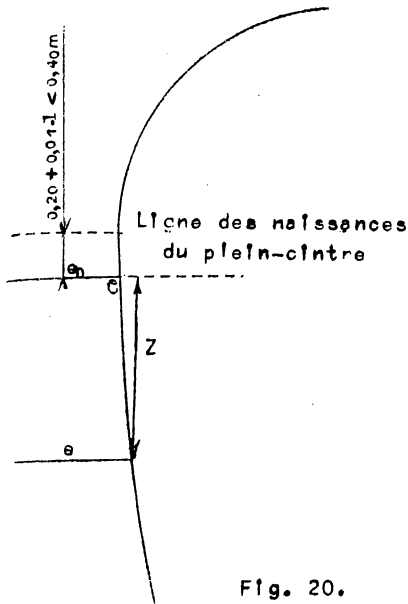


Fig. 20.

Pour les piles de viaducs, Monsieur Séjourné recommande de conserver en dessous des naissances, l'épaisseur constante sur une hauteur $0,20 + 0,01 l < 0,40$ (en m.) (Pl. 17, fig. a et c).

Pour les petites hauteurs, on emploie un fruit constant, de 1/50 à 1/33, en moyenne 1/40e. Le fruit constant est insuffisant pour la stabilité des piles de grande hauteur. Si la pile est de hauteur moyenne, on peut prévoir un ressaut assez bas formant socle et ayant le même fruit (Pl. 17, fig. a). Si le ressaut est trop élevé, on doit prendre un profil polygonal ou courbe. On peut envisager l'emploi du profil logarithmique d'égale résistance, mais celui-ci correspond à la compression simple et ne convient pas bien pour les suppléments de fatigue provenant des charges mobiles, du freinage et des effets du vent.

On préfère le profil parabolique préconisé par Mr. Séjourné, d'après la formule: (Fig. 20)

$$e = 2 \left(\frac{e_0}{2} + \varphi_0 z + \frac{\varepsilon}{2} z^2 \right) \text{ (+ éventuellement un terme du 3e degré)} \text{ (Pl.17, fig. e)}$$

Les coefficients peuvent être déduits de l'épure de stabilité. Cette courbe est la limite du tracé polygonal obtenu en divisant la pile en tronçons de hauteurs égales à h et de fruit variable suivant la loi: (Pl. 18, Fig. f)

$$\varphi_n = \varphi_0 + \varepsilon h (n - 1)$$

On prend généralement:

$$\varphi_0 = \varphi_n = 0,015 \text{ à } 0,020 \quad ; \quad \varepsilon = 0,0005 \text{ à } 0,001$$

§7.- PROFIL TRANSVERSAL DES PILES DE VIADUCS.

Les piles des hauts viaducs présentent généralement un fruit symétrique transversal supérieur au fruit en élévation. Il commence à la même origine et varie de 0,02 à 0,05, souvent 0,05. On peut le combiner avec un socle, ou bien prendre un fruit variable tel que

$$\varphi_n' = \varphi_0' + (n - 1) \varepsilon' h \text{ avec } \varphi_0' = 0,04 \text{ et } \varepsilon' = 0,001 \text{ (Pl. 18, fig. f)}$$

Enfin, on peut adopter le profil parabolique $b = 2 \left(\frac{b_0}{2} + \varphi_0' z + \frac{\varepsilon'}{2} z^2 \right)$, (Pl. 17, fig. e) φ_0' étant le fruit du tympan. Si l'augmentation de section n'est pas assez rapide pour assurer la stabilité complète contre le vent,

on prend:

$$b = b_0 + \varphi'_z + \frac{\varepsilon'}{2} z^2 + \frac{\varepsilon'}{6} z^3.$$

Le plus sûr est de faire une vérification de stabilité; corriger éventuellement les coefficients.

98.- PILES CULÉES.

Les piles culées se rencontrent surtout dans les viaducs. On en dispose de distance en distance, d'après le nombre total des arches, mais pas à moins de trois arches d'intervalle (Pl. 2, fig. 3 b). Les piles culées doivent pouvoir supporter la poussée d'une arche, au moins au décintrement, ce qui permet de réduire le nombre de cintres. Leur épaisseur est déterminée par l'étude de stabilité. Leur profil est analogue à celui des piles ordinaires. Les piles culées ne sont plus guère en faveur pour les viaducs très élevés; on les considère comme superflues si elles ne peuvent pas assurer complètement la stabilité sous la poussée d'une seule arche et elles sont trop onéreuses si l'on veut leur donner des dimensions telles qu'elles réalisent réellement cette condition dans les viaducs élevés. On les rencontre davantage dans les viaducs bas à arches surbaissées (Viaduc de Renory sur la Meuse) et dans le cas du plein cintre, entre des arches d'ouverture très inégale (Pl. 2, fig. 3 c; pl. 5; Pl. 17, fig. c).

Pour stabiliser les viaducs très élevés et réduire l'épaisseur des piles, il paraît préférable de les contreventer par des étages de voûtes (viaduc de l'Allier)(Pl. 18, fig. f, voir aussi pl. 3, fig. 1). Le calcul rigoureux d'un tel système considéré comme formé de panneaux rigides serait très complexe et aléatoire, à cause du manque de résistance à l'extension. Il semble que le béton armé pourrait convenir avantageusement pour de tels ouvrages.

99.- PLAN DES PILES.

Les dimensions essentielles du plan des piles sont déterminées par les considérations précédentes. Le dessin définitif tient compte des dispositions architecturales: socle ou soubassement, souvent en maçonnerie cyclopéenne ou de moëllons à gros bossages, contreforts, (viaducs élevés), pilastres, etc... (Pl. 17 et 18).

En rivière, pour favoriser l'écoulement, réduire le remous, diminuer le danger d'affouillement et faciliter la navigation par réduction du remous et des perturbations de courant, on munit les piles d'avant- et d'arrière-becs. Les avant-becs en amont doivent recevoir une forme aussi effilée que possible, de préférence lancéolée ou du moins en ogive (Pl. 16, fig. 1). L'inconvénient de la fragilité de l'arête peut être réduit par un chanfrein ou un arrondi. L'arrière-bec (aval) peut-être circulaire ou elliptique. Les arrières becs ne sont pas indispensables, mais ils contribuent à guider le courant et éviter les remous et les affouillements. On les fait parfois ogivaux comme les avant-becs; l'angle aigu a moins d'inconvénient sur cette face. Le plan des piles doit réaliser, autant que possible, une forme hydrodynamique; une trop grande longueur est nuisible.

Lorsque les naissances sont sensiblement au-dessus du niveau des plus hautes eaux (arcs surbaissés), les avant- et arrière-becs sont limités au socle, qui est donc en saillie sur les plans des têtes (pont Edouard VII, pl. 16, fig. 2) qui le recouvre cependant partiellement s'il y a des voussures (pont de Valence) (Pl. 16, fig. 3; Pl. 4, fig. 1).

On pose de même sur un socle, dépassant le niveau des plus hautes eaux, les piles de viaducs en rivière (viaduc du Gardon) (Pl. 18, fig. h, Pl. 17, fig. b).

Lorsque les naissances sont submergées par les hautes eaux, les avant- et arrière-becs sont élevés en saillies sur les tympan (pont du point du Jour, Pl. 15, fig. 3 a).

Les avant- et arrière-becs sont généralement recouverts en pierres dures formant une espèce de toit; cette couverture s'appelle chaperon. Dans les rivières chariant beaucoup de glaçons ou exposées aux embâcles, le chaperon est combiné avec l'avant-bec pour former une arête coupante inclinée à 45 ou 60° sur l'horizontale et qui a pour but de diriger l'écoulement des glaçons et de briser les embâcles qui se dressent le long de l'arête (Pont du Niagara, Pl. 23, fig. 5). Ces parties étant très exposées sont souvent cuirassées de tôles.

Fréquemment aussi, on construit des brise-glaces en charpente devant la pile.

Les ponts à deux anneaux ont parfois des piles séparées, celle d'amont munie de l'avant-bec, celle d'aval de l'arrière-bec (Pl. 16, fig. 4). Cette disposition est surtout avantageuse en cas de fondation profonde à l'air comprimé ou par caisson. Mais il faut généralement des ouvrages de défense et des parafouilles entre les deux piles; il paraît plus simple dans bien des cas de prévoir un socle commun, apparent ou non, en veillant à une bonne répartition des efforts sur la base (pont des Amidonniers à Toulouse, Pl. 16, fig. 4). On peut également employer une pile unique évidée par puits verticaux ou par évidements transversaux apparents (Pl. 19). Les piles des ponts de faible hauteur sont souvent évidées de cette manière au-dessus des naissances.

Les piles de viaducs sont exceptionnellement évidées, (Pl. 18, fig. g, Pl. 20, fig. l), éventuellement par puits verticaux, notamment lorsqu'il y a intérêt à réduire le poids par suite des difficultés de fondations.

§10.- FONDATIONS ET EXECUTION DE L'INFRASTRUCTURE.

Les fondations d'un pont sont évidemment capitales. Il est inadmissible que l'on puisse courir le risque de ruiner un tel ouvrage par une fondation défectueuse. Il est donc essentiel:

1°) de reconnaître le terrain d'une manière très complète à l'emplacement définitivement arrêté et qui doit, autant qu'il est possible, présenter de bonnes conditions de fondation.

Cette reconnaissance doit être très complète et très profonde, elle doit notamment reconnaître la puissance de la couche de bon terrain ainsi que son étendue en surface.

Elle peut en effet être mince et reposer sur des terrains inclinés glissants ou bien sans consistance et caverneux, ou bien ne pas s'étendre dans toute la surface d'assise. La reconnaissance doit aussi s'étendre aux eaux souterraines, notamment à leur qualité (eaux séléniteuses, etc...) (Voir cours de procédés généraux de construction, fascicule IV). Eventuellement, on emploie un petit caisson à air comprimé pour les sondages.

2°) de fonder l'ouvrage dans toutes les règles de l'art, suivant le moyen le plus approprié tant au point de vue technique qu'économique, mais sans lésiner sur la dépense. La plus grande économie est réalisée lorsque toutes les parties de l'ouvrage ont une sécurité égale. Il faut noter que des fondations très solides permettent souvent un allègement du reste de l'ouvrage. Il faut mettre en oeuvre des moyens matériels surabondants, afin de parer aux aléas fréquents dans les fondations, surtout en rivière ou en vallée.

Les batardeaux doivent s'élever au moins jusqu'aux hautes eaux moyennes. La pression admissible sur la base de fondation est déterminée pour le terrain meuble au moyen d'un vérin hydraulique agissant sur un tasseau cubique de 0,10 à 0,30 de côté.

3°) Autant que possible, on fondera à ciel ouvert. En terre ferme, par des fouilles blindées, puits ou caissons, en site aquatique par batardeaux ou caissons, au moins jusqu'au niveau d'étiage. Les matériaux de fondation ne doivent généralement pas présenter de qualités très élevées, mais ils doivent être stables, c'est-à-dire homogènes, cohérents et inaltérables.

4°) Dans l'eau courante, il faut assurer une protection parfaite contre les affouillements en descendant les fondations assez bas et les protégeant par des paraffouilles. Les affouillements doivent être comblés au moyen d'enrochements, que l'on dispose même parfois autour des piles comme moyen préventif.

Après exécution des fondations jusqu'au niveau de l'étiage, les culées et piles se construisent en élévation jusqu'aux retombées, en matériaux appropriés à ceux des voûtes. On peut employer les maçonneries de briques, de pierre et de pierre de taille, enfin le béton. Au point de vue des caractères, de l'aspect et de la mise en oeuvre, ces matériaux appellent les mêmes observations que pour les voûtes. Il faut noter toutefois que, pour les parties en élévation qui sont baignées par l'eau, surtout l'eau courante, on proscriit les briques et l'on exige du béton des qualités particulières de compacité et de dureté. On préfère généralement pour les socles des culées et piles susceptibles d'être submergés, de la pierre dure et non gélive, maçonnée au mortier de ciment à joints minces. Cette maçonnerie ne constitue d'ailleurs généralement qu'un revêtement qui peut être rempli d'autre maçonnerie de moindre qualité (Voir Chap. I, 58). Il faut veiller à une parfaite liaison dans ce cas. Les pierres de taille de parement sont ancrées par des fers plats dans la maçonnerie intérieure de remplissage.

Dans les ponts en briques, en pierre de taille ou mixtes, on prévoit généralement des appareils; chaînages d'angles, pilastres, cimaises et plinthes, couronnements, etc..., en accord avec les éléments décoratifs des voûtes: bandeaux, archivoltas, voussures et des tympanes: pilastres, couronnement, etc... Ces questions sont plutôt du domaine de l'architecture et des détails d'exécution. Elles ne peuvent trouver place dans ce cours, je renvoie aux ouvrages spéciaux, particulièrement aux albums de planches et aux monographies.

SUPERSTRUCTURE DES VOÛTES

Tympan et Tabliers.

§1.- COUVERTURE DE LA VOÛTE.

La voûte doit être recouverte d'une chape imperméable pour éviter les infiltrations d'eau. Beaucoup d'anciens ouvrages laissent à désirer à ce sujet. Les tympan et surtout les douelles sont fortement dégradés par l'humidité. La filtration de l'eau appauvrit les mortiers et altère les qualités de résistance de la maçonnerie. Elle peut altérer les bétons et mortiers et elle est susceptible de réduire la durée de l'ouvrage. Les maçonneries humides peuvent souffrir du gel. Il faut assurer une protection très efficace des voûtes contre l'humidité, aussi bien pour les ponts-routes que pour les ponts de chemin de fer. Car, si le ballast est très perméable et laisse arriver toutes les eaux sur la voûte, si d'autre part, une grande partie des eaux tombant sur la chaussée et les trottoirs d'un pont-route est évacuée directement par les filets d'eau et des gargouilles (Pl. 21, fig.3), la chaussée n'est cependant jamais complètement imperméable et ne peut être considérée comme mettant la voûte à l'abri de l'humidité. La chape doit être imperméable et le rester, c'est-à-dire ne pas se fendiller par des actions internes ou des altérations physiques ou chimiques, ni sous l'effet des mouvements thermiques et élastiques du pont. Pour cette raison, le goudron et le brai conviennent peu parce qu'ils ne restent pas ductiles et le ciment est douteux à cause du retrait de durcissement.

Mr. Séjourné recommande une chape double pour les surfaces peu déclives. La première de 0,03 de mortier de 350 kgs. de chaux par m³ de sable, mis en oeuvre très sec et énergiquement battu à la savate. Le durcissement se fait sous une couche de sable humide. Ces précautions ont pour but d'éviter le retrait et d'assurer à la couche imperméable une base sans fissures, mais peu cohérente, non susceptible d'exercer sur la chape des efforts susceptibles de la déchirer. Au dessus, une chape en asphalte en 2 couches de 7,5 mm. La première est en mastic d'asphalte posé à chaud, la seconde comporte deux parties de mastic pour une de sable à chaud également. On ajoute comme flux 7% en poids de bitume mou au mastic. Pour les surfaces inclinées, les épaisseurs des deux chapes sont réduites à 1 cm.. Le bitume doit être assez consistant pour ne pas se déformer. On préfère généralement le mastic d'asphalte naturel au mastic de bitume de pétrole. Point de ramollissement, bille et anneau; 70° - 80° centigrades.

En Belgique, on préfère généralement un enduit au mortier de ciment riche (500 à 600 kgs de ciment par m³) aussi sec que possible, de 15 à 30 mm. d'épaisseur, en 2 couches. Le durcissement doit être protégé. Sur les enduits verticaux, on applique au pinceau une triple couche de goudron de houille à chaud. Pour les surfaces horizontales ou peu déclives, voûtes, voussettes, reins, etc..., on prescrit une chape d'asphalte du type français, de

13 mm. d'épaisseur, mais on préfère le plus souvent employer des plaques de feutre ou plutôt de jute asphalté, posées à recouvrement, les joints étant collés au bitume chaud. On estime que la fibre de jute assure une résistance plus considérable au fendillement et augmente ou plutôt garantit la cohésion et la ductilité. Il est aussi probable qu'elle protège la chape contre les actions mécaniques possibles en absence de contrechape. Ce dispositif n'est pas employé depuis longtemps en Belgique, mais bien en France, en Allemagne, etc..., notamment si la chape doit supporter un empierrement ou du ballast. Il consiste à protéger la chape mince étanche par une couche de béton maigre de 0,04 à 0,05, ou bien une couche de briques posées à sec ou au mortier de chaux. Cette contrechape se pose surtout sur les surfaces peu déclives. La chape doit être disposée en pentes et contrepentes de manière à conduire les eaux vers des points bas ou des drains qui les évacuent par des gargouilles (Pl. 21, fig. 2) Ce profil est obtenu au moyen d'un remplissage de béton maigre, la chape ne repose donc généralement pas directement sur les voûtes et voussettes.

La chape doit être continue; le système français paraît préférable au système belge sur ce point. Cependant, les joints de reprise des couches peuvent être plus défavorables que les joints collés des plaques de jute. D'une manière générale, on donne actuellement la préférence aux chapes en tissus asphaltés bien confectionnées. Les extrémités des chapes doivent être engagées dans les maçonneries de manière à être recouvertes, tous les joints doivent être à recouvrement (Pl. 21, fig. 1). Les recouvrements des feuilles ou plaques se font dans le sens de la pente. On emploie aussi des feuilles de cuivre très minces **gauffrées** ou de plomb, enduites d'asphalte sur les deux faces. Les membranes souples asphaltiques doivent être indépendantes de leur support et de la contrechape. Cette indépendance diminue les chances de déchirure ou fissure.

§ 2.- EVACUATION DES EAUX.

Les eaux superficielles des ponts-routes sont recueillies par les demi-canneaux des chaussées. Comme les ponts sont en dos d'âne, ces eaux s'écoulent vers les extrémités du pont, où elles sont conduites aux égouts par des bouches d'égout, ou descendues dans la rivière par des tuyaux de descente fixés aux culées. Si le tablier est très long, on évacue parfois les eaux du pont dans la rivière ou la tranchée, soit par des gargouilles traversant la voûte (Pl. 21, Fig. 3), soit par des tuyaux de descente fixés aux piles. Plus rarement on établit des cheneaux dans le couronnement de l'ouvrage; les eaux sont évacuées par des gargouilles (Pl. 21, fig. 6).

Les eaux recueillies par les chapes sont évacuées par des gargouilles en fonte qui font saillie sur la douelle pour éviter que les eaux ne coulent sur les maçonneries (Pl. 21, fig. 4 et 5). Les entonnoirs des gargouilles doivent être bien raccordés avec la chape; ils sont recouverts d'une crépine entourée d'un filtre en gravier pour éviter l'obstruction. Les gargouilles doivent être placées au fond d'un puits de regard en maçonnerie, fermé par une dalle ou taque et s'élevant jusque sous la voie, en vue de permettre la visite et le nettoyage (Pl. 21, fig. 4a). Les emplacements des gargouilles doivent être judicieux; nous y reviendrons plus loin. Au lieu de gargouilles, on peut aussi utiliser des tuyaux de descente fixés aux piles ou disposés dans l'intérieur de celles-ci (Pl. 13, fig. 2).

§ 3.- TYMPANS.

Dans les petits ouvrages, les viaducs, certaines grandes arches très surbaissées, les tympans, murs fermant aux têtes l'espace compris entre la voûte et le tablier, sont pleins. L'espace compris entre la voûte, les tympans et la voie, est rempli de matériaux divers, qui doivent être économiques, inaltérables, incompressibles et produire le moins de poussée possible. Généralement, une partie de l'espace entre les retombées et les reins des voûtes est rempli de béton maigre, (Pl. 20, fig. 2) arasé suivant un plan d'une déclivité moyenne de 0,05 à 0,10 se raccordant tangentiellement avec l'extrados (Pl. 13, fig. 2) C'est sur ce remplissage que se pose la chape (Pl. 21, fig. 2). Les gargouilles sont donc placées près des retombées (Pl. 22, fig. 1 b). Dans les ponts à piles basses, elles peuvent se prolonger par des tuyaux le long des piles (Pl. 13, fig. 2). Dans les viaducs élevés, ces tuyaux seraient trop longs. Pour éviter de mouiller les piles, on remonte un peu les gargouilles vers les reins, le remplissage étant dissymétrique par rapport aux piles (Pl. 22, fig. 1 a). Au-dessus de la chape, on remblaie, en terre pilonnée ou sable dans les petits ouvrages terrassés assez longs, en gravier ou pierre sèche de préférence (Pl. 20, fig. 2) Il faut prendre garde aux poussées éventuelles et établir le profil des tympans en conséquence. La poussée du remplissage peut produire un dévers du tympan, du plus mauvais effet. Dans les viaducs de chemin de fer de moyenne portée, en plein cintre, la hauteur des tympans est élevée au droit des piles. L'importance des charges roulantes peut donner lieu à de fortes poussées si le remplissage est compressible. Les faces internes des tympans seront verticales, éventuellement en gradins pour réduire les poussées autant que possible. Eventuellement on ancre les tympans ou l'on fait usage des dispositifs stabilisants, notamment des encorbellements.

J'ai indiqué déjà les inconvénients qui peuvent résulter des fonctions indépendantes des tympans et de la voûte, qui tendent à produire une séparation de ces organes. Il y a avantage également au point de vue de la poussée, à assurer une solidarité effective entre ces 2 éléments, au moyen d'armatures.

Ce qui précède montre aussi que, lorsque les tympans ne sont pas portés en compte pour la résistance ou nécessaires pour d'autres raisons, les élégissements sont préférables. Ces élégissements ne sont pas toujours apparents cependant, et les tympans forment alors soit des supports du tablier, soit de simples cloisons d'obturation ou masques.

§ 4.- ELEGISSEMENTS.

Les caractères respectifs des différents genres d'élégissement ont été exposés antérieurement (Chap I, § 1).

Les élégissements longitudinaux sont peu employés (Pl. 20. fig. 3). Les applications les plus récentes prévoient des arcbutements aux naissances de voussettes par arcatures et tirants (pont de Valence; Pl. 8, fig. 2) ou, plus généralement, la couverture en béton armé sans poussée (Pl. 19, fig. 1). La disposition des gargouilles est malaisée. On donne aux voussettes ou hourdis une pente constante vers les reins d'une des voûtes si les ouvertures des arches sont faibles, ou bien une pente en contre-pente vers les reins de chacune des voûtes adjacentes (dos d'âne), (Pl. 22, fig. 1 d).

Les élégissements transversaux sont préférables. Ils sont couverts de voussettes ou hourdis. Dans le cas des voussettes, on remplit les reins

de béton maigre, de manière à pouvoir disposer la chape sur l'ensemble en pente et contrepente dans les grands ponts, (Pl. 20, fig. 1a), en pente simple dans les viaducs à arches multiples, (Pl. 22, fig. 1c). Les gargouilles se placent très facilement dans l'angle à la retombée de la première voussette d'élégissement sur la voûte. Ces élégissements peuvent être apparents ou masqués. Dans les grands ponts, il y a parfois de grands élégissements ouverts contigus à de petits élégissements masqués (pont des Amidonniers à Toulouse, (Pl. 19, fig 2d).

On peut aussi envisager l'emploi d'évidements par puits, qui ne sont en somme qu'une combinaison des 2 modes précédents.

Les évidements, étant recouverts par la chape, sont à l'abri des suintements.

Cependant, il faut veiller au drainage et à l'aérage des élégissements fermés, par le moyen de barbacanes, oïls-de-boeuf (Pl. 19, fig. 2e) ou cheminées et prévoir aussi des puits d'accès et des communications entre toutes les cavités (Pl. 20; Pl. 22). Au-dessus des élégissements, on dispose encore généralement un remplissage peu épais en pierre sèche, puis la voie. (Pl. 20 et 22).

L'usage plus répandu du béton armé combiné avec les voûtes, notamment à anneaux multiples, donne de plus en plus la faveur aux élégissements transversaux apparents sur piliers ou même sur colonnes en béton armé, formant, soit de véritables arcs ou arcades rigides, soit, au contraire, des arcs à tabliers supérieurs sur montants articulés. Cependant, jusqu'à présent, les élégissements des hauts viaducs à arches multiples sont rarement apparents.

§ 5.- TÊTES,

Les parements vus des tympans et voûtes forment les têtes qui, dans les ponts bas, sont généralement des plans verticaux, en saillie desquels se trouvent les avant-becs des piles, parfois les trottoirs en encorbellements et des ornements architecturaux: archivolte, moulure couronnant le bandeau de la voûte, la plinthe ou couronnement, corniche recouvrant le tympan (Pl. 23, fig. 1 et 4), les pilastres et contreforts des piles; parfois des élargissements rectangulaires, circulaires, ou courbes des trottoirs, appelés refuges, en saillie sur le couronnement général et établis au-dessus des piles et parfois au-dessus des clefs (Pl. 23, fig. 3).

Dans les voûtes en briques, en pierre de taille ou mixtes, les bandeaux sont souvent appareillés. Le nombre de voussoirs est nécessairement impair, de préférence égal à $4k + 1$, de manière que l'on ait des boutisses à la clef et aux naissances. Les dimensions varient avec la portée des ouvrages, je renvoie pour la documentation et les modèles aux ouvrages spéciaux.

En retrait sur les plans des têtes, les voûtes présentent parfois des voussures (fig. 21), sortes d'ébrasements des douelles vers les têtes (Pl. 23, fig. 2, Pl. 4, fig. 1; Pl. 16, fig. 3).

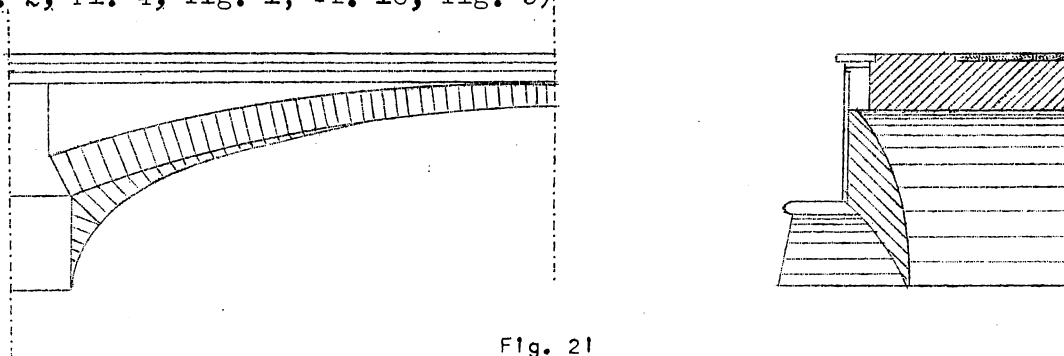


Fig. 21

Ce dispositif est peu rationnel, puisqu'il fait croître les largeurs de voûtes des retombées à la clef. Il ne se justifie plus guère que comme artifice pour élargir les ponts par des voussures prenant appui sur les avant-becs. Encore des encorbèlements en béton armé ancrés dans les voûtes sont-ils préférables si l'on peut en faire usage.

Au contraire des voussures, il est rationnel de donner un fruit aux têtes des grands ponts et des viaducs. De la sorte, la largeur de la voûte croît de la clef vers les retombées, ce qui est conforme à une bonne stabilité et donne un aspect favorable. Cela permet éventuellement de réaliser au moyen d'une voûte d'épaisseur constante des lois définies de variation de Ω et de I , par exemple $\Omega \cos \omega = \Omega_0$ et $I \cos \omega = I_0$ (Voir Chap. I, § 3).

Le fruit doit d'ailleurs être modéré. Pour ces ponts à 2 anneaux à large tablier, Mr. Séjourné donne un fruit de 0,025. Pour les grandes arches à voie unique, il est préférable pour la stabilité, de donner un fruit de 0,05.

Pour les viaducs élevés, le fruit des têtes est égal au fruit transversal des piles s'il est constant et pas trop élevé, ou bien les têtes sont profilées suivant une parabole tangente aux piles aux naissances et ayant au sommet un fruit plus faible, de 0,02 par exemple, ou même nul. Si le profil transversal des piles est parabolique, la tête a un fruit constant $\varphi'_0 = 0,02$ à 0,025 suivant la tangente initiale à cette parabole (Pl. 22, fig. 3).

§ 6.- VOIE OU CHAUSSEE.

Les voies de chemin de fer se posent sur ballast comme en voie normale, de préférence sur une couche plus épaisse de ballast. L'épaisseur minimum est de 20 cm. sous la traverse. L'écartement entre axes des voies est de 3,50 m. avec surlargeur en courbe.

Les chaussées reçoivent sur les ponts le profil normal. Il n'y a pas lieu d'accentuer le bombement eu égard au dos d'âne longitudinal. Les trottoirs reçoivent vers la chaussée une pente de 3%.

Le revêtement des trottoirs est en béton, béton d'asphalte, carreaux d'asphalte ou de ciment.

La chaussée peut être en empierrement, de préférence goudronnée (ép. totale 20 à 35 cm, poids: 400 à 600 kg/m²), pavée en pierre ou en bois ou asphaltée.

Le gros pavage sur sable mesure 25 à 30 cm. d'épaisseur et pèse 5 à 600 kg/m².

Le petit pavage sur béton maigre et sable mesure 20 à 24 cm. de hauteur et pèse 4 à 500 kg/m². Le revêtement d'asphalte a 5 à 10 cm. d'épaisseur et pèse 125 à 250 Kg. Le pavage en bois (sur béton, non compris) pèse à peu près le même poids, mais l'asphalte est supérieur.

Le revêtement est posé directement sur la chape s'il est en sable ou béton, carreaux ou asphalte. Il suffit d'une mince couche de sable interposée pour éviter l'adhérence. Si c'est un hérisson, il faut une contrechape en béton ou en briques.

Si le tablier est en béton armé, comme dans les ponts à anneaux multiples, la chaussée est posée directement sur le hourdis, qui reçoit aussi une chape. L'épaisseur du revêtement augmente l'action répartitrice des charges concentrées, qui sont déterminantes des dimensions du hourdis. La tendance actuelle est pourtant aux revêtements minces, de poids mort minimum. L'augmentation correspondante d'épaisseur du hourdis en béton armé est faible.

§ 7.- COURONNEMENT ET PARAPET. (Pl. 23).

Si les trottoirs sont entre les plans des têtes, le couronnement est formé d'une corniche en pierre taillée ou béton, généralement en saillie et surmontée du parapet (Pl. 23, fig. 1) Un parapet massif ou peu ajouré convient généralement bien dans ce cas, sinon le couronnement paraîtrait peut-être grêle. Evidemment, la question dépend du dispositif architectural d'ensemble (Pl. 23, fig. 4).

Les trottoirs en encorbellement, avec leurs consoles et la poutre de rive, constituent un couronnement accusé et puissant, qu'il est avantageux de surmonter d'un parapet plutôt léger pour diminuer le poids mort. Le métal présente cependant l'inconvénient de l'oxydation et des taches sur les maçonneries.

Le couronnement et les parapets se combinent souvent dans les ponts avec les candélabres d'éclairage qui, sous forme de pylônes, pilastres, etc... participent à la décoration. Les refuges, décoratifs et agréables aux promeneurs, se combinent favorablement avec la forme des piles lorsque les trottoirs ne sont pas en encorbellement (Pl. 23, fig. 3a).

Dans les longs ponts de chemin de fer sans trottoirs, notamment les viaducs, ils sont nécessaires pour la sécurité du personnel. Ils se trouvent généralement en quinconce tous les 25 m. sur corbeaux ou symétriquement sur les piles si elles ne sont pas trop distantes; ils ont 1,50 x 0,35 généralement. (Pl. 23, fig. 3 b et c).

Les variations de température peuvent entraîner des fissures dans les parapets. Les fissures aussi bien que les joints préparés se remplissent de poussière et deviennent inactifs. Il faut prévoir des dispositifs permettant de protéger les joints, soit en les couvrant, soit en les remplaçant d'une matière ductile (bitume) thermiquement stable.

PETITS OUVRAGES D'ART

§ 1.- PETITS OUVRAGES SERVANT A L'EVACUATION DES EAUX.

Ces ouvrages doivent présenter un débouché suffisant, déterminé d'après les principes exposés dans les généralités (Fasc. I) et dans le cours d'hydraulique fluviale. En vue d'éviter les envasements, on leur donnera la pente la plus forte possible. On évite aussi les angles vifs (Pl. 24, fig. 2b), aussi bien dans le profil en travers que dans le profil en long; ce sont des amorces à envasements. Il faut éviter les puisards de décantation (Pl. 26, fig. 2) ainsi que tout ce qui peut retenir les vases, donc les réductions de pentes en amont et dans l'ouvrage. On approfondira en aval si c'est nécessaire, afin d'avoir une pente suffisante dans l'ouvrage et sur une distance suffisante en aval pour éviter les dépôts à la sortie de l'ouvrage. En somme, la construction d'un tel ouvrage constitue souvent l'occasion d'une correction de pente étendue. Il est usuel aussi de prévoir des consolidations du plafond et des berges en amont et en aval sur une certaine étendue: gazonnages, clayonnages, perrés secs ou maçonnés.

Les ouvrages en cascade présentent des difficultés de construction et de fondation et subissent facilement des ruptures. On peut atteindre, avec des ouvrages bien fondés, des inclinaisons de 45° (Pl. 24, Fig. 2 et 3). Au delà de 0,30 de pente, il faut employer des matériaux durs et du mortier de ciment assez dur en parement ou du béton très compact et très lisse à cause de l'érosion. On fonde les ouvrages très inclinés en gradins ou sur piliers. Il faut prendre garde d'éviter dans les fondations en gradins les dangers de rupture des ouvrages en cascade.

Les fortes pentes exigent des radiers maçonnés, qui peuvent être indépendants. Souvent cependant, ces ouvrages sont établis sur radiers généraux maçonnés. Il en résulte qu'un approfondissement, en cas de correction ultérieure du ruisseau, devient très difficile. C'est une éventualité à envisager dans la construction d'un tel ouvrage.

Ces ouvrages sont généralement sous les remblais et le raccordement avec les talus se font par un petit tympan et des murs en ailes droits ou évasés, parfois courbes selon les circonstances. Les murs en ailes sont souvent terminés par des murets en retour pour supporter les talus du ruisseau ou fossé (Pl. 24, fig 1). Les murs en ailes sont indépendants de la hauteur du remblai et conviennent pour les hauts remblais. Pour les remblais bas, la plinthe de l'ouvrage étant au niveau de la plateforme remblayée, on peut aussi terminer l'ouvrage par des murs en retour dans les plans des têtes (Pl. 14, fig. 2).

Une disposition plus moderne pour les petits ouvrages dont les formes un peu plus compliquées s'exécutent facilement en béton, consiste à disposer

le plan des têtes suivant le talus, sur toute la hauteur ou jusqu'aux piédroits. (Pl. 31). Les maçonneries des têtes sont fortement réduites, mais il faut nécessairement des revêtements des talus au voisinage.

Les dispositifs des têtes étant toujours coûteux, il y a avantage à en réduire l'importance, donc à donner aux ouvrages la longueur correspondant à la largeur de la base du remblai, ce qui réduit la hauteur du tympan et des murs en ailes au minimum. Tout raccourcissement de la voûte entraînerait une augmentation de hauteur des murs en ailes et des tympan. Les tympan élevés exercent des efforts défavorables sur les têtes des voûtes et doivent être évités pour cette raison également.

§ 2. - TUYAUX. (Pl. 25 à 28).

Pour écouler de très petits débits et lorsque leur usage est possible, il est évidemment avantageux de se servir de tuyaux de poterie, de grès, de fonte, d'acier, de béton armé ou non, fournis en tronçons et assemblés par des joints à emboîtement ou à manchons, rigides ou élastiques. L'étanchéité est obtenue par le matage, dans le joint, d'une corde goudronnée ou d'étoupe goudronnée et par un remplissage d'argile ou de bitume mélangé de sable, d'amiante ou de sciure de bois si l'on désire des assemblages flexibles. Si la conduite est indéformable (bon terrain), on peut remplir les joints au mortier de ciment, ce qui empêche toutefois le démontage ultérieur. Le brai de goudron n'est pas recommandable parce qu'il durcit et devient cassant ce qui peut compromettre l'étanchéité. Cependant, on peut ajouter du goudron par parties égales au mastic d'asphalte. On emploie aussi parfois un mélange par parties égales de brai de goudron et de poudre d'argile cuite, mise en place à chaud. Les emboîtements se font évidemment dans le sens de la pente, qui doit être régulière. Pour les dimensions et qualités, se référer à la 2ème partie du cours, 2ème section, Fasc. III, (Travaux d'exploitation des eaux, et aux ouvrages spéciaux,

La pose se fait sur le sol avec interposition d'une couche de répartition de 10 à 20 cm. de sable graveleux, gravier en pierraille, selon la consistance du sol. Les tuyaux doivent être bien bourrés et porter sur toute leur longueur. Sur des terrains remblayés susceptibles de grands tassements ou bien soumis à des affaissements miniers, il faut recourir à des tuyaux en acier ou en béton armé à joints élastiques déformables.

Les tuyaux de grande dimension sont souvent posés, en terrain peu résistant, sur une fondation en béton maigre (fig. 22) mais une couche assez épaisse de pierraille peut jouer le même rôle de répartition. Si les charges de remblai ou les poussées sont fortes, on enrobe parfois les tuyaux en béton dans un massif rectangulaire complet de béton (fig. 23), arasé à la partie supérieure en dos d'âne à partir du sommet du tuyau. Ce renforcement convient surtout aux grands tuyaux ovoïdes en béton à section divisée

(cuvette profonde et calotte, fig. 24).

Les tuyaux de fortes dimensions, de section ronde ou ovoïde, sont souvent confectonnés en place, sur le terrain naturel ou en fouille, en maçonnerie de briques, en béton ou en béton armé. Pour éviter la complication et la dépense de coffrages, il peut être économique de prendre comme moule un tuyau mince, éventuellement en tôle ou bien en béton moulé d'avance. On emploie aussi des coffrages mobiles pour les longues conduites à grande section.

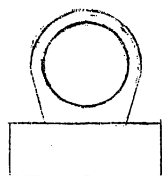


Fig. 22.

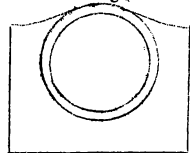


Fig. 23.

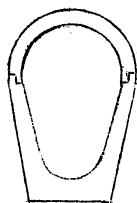


Fig. 24.

Les tuyaux métalliques, en béton armé et en briques seront enterrés d'au moins 20 cms. sous la partie inférieure du revêtement des routes et d'au moins 40 cms sous la face inférieure du ballast des voies de chemin de fer. Ces dimensions doivent être portées à 50 cms. et 80 cms. pour des tuyaux de poterie et de ciment. Pour les tuyaux de grandes dimensions, il faut prendre plus, si possible, et procéder éventuellement à une vérification de la résistance. Il faut faire en sorte que les tuyaux portent également sur toute leur longueur et sur la plus grande largeur possible.

Les abouts des tuyaux sont placés, selon l'importance, dans un revêtement de talus ou un dispositif de tête en briques ou béton.

Pour les longs tuyaux pas trop enterrés, il faut prévoir des regards de visite à des distances appropriées (100 m.) (Pl. 25 à 28).

Pour mémoire, citons les aqueducs en bois convenant pour les ouvrages provisoires et formés de madriers assemblés en section triangulaire ou carrée, ou éventuellement de cadres équidistants en chevrons réunis par des bordages en planches, ou enfin les tuyaux circulaires formés de douves de bois cerclées.

53.- DALOTS. (Pl.25, 26, 29).

Les dalots sont des ouvrages couverts de dalles plates en pierre, en béton ou en béton armé, supportées par des piédroits. Ils ne conviennent que pour les petites portées, généralement $< 0,60$, exceptionnellement jusqu'à 1,00 ou 1,25, pour des dalles en pierre supportant de faibles charges (fig. 25).

Hauteur: jusque 1,60 m.

Epaisseur moyenne des piédroits: $e = 0,30 + 0,4 h$. (en m.)

Epaisseur de la dalle en pierre sous une hauteur de remblai de 1,50 m.:

$$d = 0,10 + 0,2l \quad (\text{en m.})$$

Si l'épaisseur de remblai est supérieure à 1,50 m.

$$d = 0,12 + 0,24l \quad (\text{en m.})$$

Ces dimensions correspondent à de la maçonnerie médiocre au mortier de chaux; elles peuvent être réduites de 50% en cas d'emploi de bonne maçonnerie au mortier de ciment ou de béton de ciment et de dalles en béton armé.

La largeur de la dalle est, dans le 1er cas, 1,5 l, dans le second, 1,6 l, l'apui est symétrique. L'épaisseur de remblai doit être d'au moins 0,20 ou 0,50 m. entre la dalle et la face inférieure du revêtement d'une chaussée ou du ballast d'une voie de chemin de fer. La profondeur de fondation est de 0,60 à 1,00; la dernière dimension aux têtes.

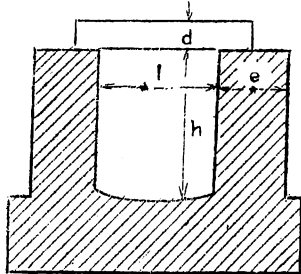


Fig. 25

En bon terrain, un radier général est inutile; on garnit le plafond d'un pavage de pierres ou briques dures au mortier de ciment en forme de cuvette (Pl. 29, fig. c). Cependant, on établit généralement les têtes sur un radier général en voûte renversée de 0,50 à 1,00 de longueur et, dans les longs ouvrages, on établit de telles liaisons entre les piédroits à des intervalles équidistants de 5 m. ou davantage, par exemple aux joints. L'épaisseur est celle de la fondation (1,00 aux têtes, 0,60 en section courante). Ces éléments de radier augmentent la stabilité de l'ensemble et divisent le pavage en tronçons; ils en réduisent les dégradations éventuelles par les eaux courantes.

Les dalots conviennent surtout pour le passage des fossés des routes sous les accotements à la traversée des ponts; ou des petits ruisseaux sous les voies terrestres peu remblayées, la hauteur libre étant insuffisante pour la construction d'une voûte.

Les dalots conviennent surtout pour le passage des fossés des routes sous les accotements à la traversée des ponts; ou des petits ruisseaux sous les voies terrestres peu remblayées, la hauteur libre étant insuffisante pour la construction d'une voûte.

Si l'ouverture dépasse 1,00 m., on peut réduire la portée de la dalle par de légers encorbellements des piédroits (12,5 cm. de part et d'autre, soit 0,25 m. de diminution de la portée par rapport à l'ouverture) ou bien subdiviser le dalot.

Sous les lignes de chemin de fer, on laisse souvent l'aqueduc ouvert si son ouverture est inférieure à la distance libre entre 2

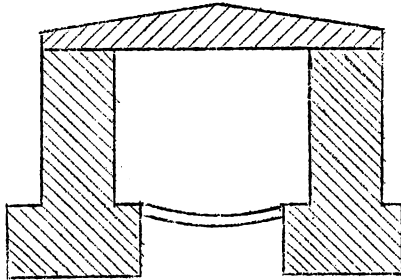


Fig. 28.

traverses (0,60 m.). Les deux traverses reposent sur le couronnement des piédroits. Les dimensions et dispositions sont pour le reste identiques à celles des dalots. On peut augmenter la portée jusqu'à 2 m. et au delà en posant sous les rails des longrines en bois ou des poutrelles métalliques, mais on se rapproche alors de petits tabliers métalliques.

Les dalles en béton armé permettent des ouvertures jusque 2,00; au delà, il y a avantage à se rapprocher de la forme des ponts en béton à hourdis nervurés. Les dalots couverts en béton armé sont disposés en principe comme les précédents; les dimensions doivent être établies ou vérifiées par des calculs de résistance (fig. 26, voir aussi pl. 29, fig. c).

§ 4.- AQUEDUCS VOUTES. (voir Pl. 30, 31, 35, 41).

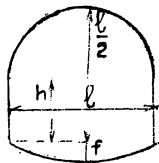


Fig. 27.

On les emploie si la hauteur libre permet la construction d'une voûte, donc généralement dans le cas de remblais un peu élevés ou de fossés assez profonds.

Les ouvrages français ont la forme classique des piédroits surmontés d'une voûte en plein cintre (Fig. 27) ou, sous les hauts remblais, d'une demi-ellipse surhaussée.

On peut utilement s'inspirer des spécifications et proportions établies par Monsieur Séjourné.

Hauteur minimum des piédroits: 0,55 m. parce que, avec l'ouverture minimum de 0,60, elle donne une hauteur sous clef de 0,85, minimum nécessaire pour visiter ou curer un ouvrage de faible longueur. Il est préférable d'avoir plus.

Pour toutes les ouvertures de 0,60 à 8 m., une hauteur comprise entre 0,55 et 1,00 suffit, sauf pour les torrents car, normalement, l'écoulement de l'eau est assuré surtout par le débouché, non par l'épaisseur de la lame d'eau.

Concavité du radier. Le profil du radier est un arc de cercle dont la flèche varie comme suit en fonction de l'ouverture:

$l =$	0,60 à 0,70	1,00 à 1,50	2	3 - 3,50	4	5	6-7	8 m.
$f =$	0,05	0,075	0,10	0,125	0,15	0,175	0,20	0,25 m.

La voûte suit la pente du radier si celle-ci est notable. Les dimensions des voûtes, culées, etc... sont définies ci-après d'une manière générale.

En Angleterre et en Allemagne, on emploie souvent, notamment sous les remblais élevés, la voûte en anse de panier surélevée ou en parabole avec radier général en voûte renversée ou culées perdues, mais sans piédroits (Pl. 30, fig. 1 et 5; Pl. 31, fig. 1) C'est le profil en gueule (Maulprofil des allemands).

On recherche l'avantage d'une moindre poussée, mais l'exécution plus difficile et le grand développement de l'arc compensent la diminution d'é-

paisseur, sauf si l'ouvrage est complètement en béton, car les coffrages sont alors sensiblement équivalents. Les dimensions sont données plus loin.

La forme de ces ouvrages n'est pas particulièrement favorable à la stabilité. Si l'on tient compte des poussées latérales du remblai, l'ellipse surhaussée est supérieure.

§5.- PASSAGES INFÉRIEURS VOUTES. (Voir pl. 32, 36, 37, 38, 39, 40)

L'ouverture et la hauteur de passage sous la clef résultent des dimensions à observer, qui ont été définies dans le Fasc. I, généralités). Pour la hauteur des piédroits, on peut adopter, selon les ouvertures:

$l =$	1,00 à 2,50	3 à 3,50	4 m.	5	7	8 m.
$h =$	1,50	2	3	{ min. = 2,50	1,50	1,00 m.
				{ max. = 3,00	3,00	3,00 m.

Pour faciliter la circulation, il faut des pentes aussi faibles que possible, sous réserve du minimum pour assurer l'écoulement des eaux (0,005). La voûte doit suivre la pente de préférence, pour que le gabarit de passage soit constant.

§6.- DIMENSIONS TRANSVERSALES DES OUVRAGES VOUTES.

A. Ouvrages en plein cintre. Désignons par e_0 l'épaisseur de la voûte à la clef. Les joints de rupture sont à mi-montée, c'est-à-dire correspondent à $\omega_r = 60^\circ$. Conformément à la loi:

$$e = \frac{e_0}{\cos \omega}$$

que nous adoptons, l'épaisseur du joint de rupture $e_r = 2 e_0$. En se référant à la méthode de Méry, les rotules fictives A et B sont telles que la flèche

$$f_r = \frac{1}{2} \left(r + \frac{2e_0}{3} \right)$$

et la portée théorique $l_r = 2 \sqrt{3} f_r$, c'est-à-dire que $\frac{l_r^2}{8 f_r} = 1,5 f_r$.

Mais, par suite de la hauteur variable du remplissage, on ne peut admettre une charge uniforme p , qui donnerait:

$$Q = \frac{p l_r^2}{8 f_r} = 1,5 f_r p.$$

Considérons (fig. 28) le cas d'une surcharge uniformément répartie de résultante F ; la ligne d'action de la résultante est au milieu de la longueur

$$AA' = \frac{\sqrt{3}}{2} (r + 2 e_0)$$

La distance horizontale à l'alignement de la rotule B est:

$$\xi = \frac{\sqrt{3}}{2} \left(r + \frac{2e_0}{3} \right) - \frac{\sqrt{3}}{4} (r + 2 e_0) = \frac{\sqrt{3}}{4} \left(r - \frac{2e_0}{3} \right)$$

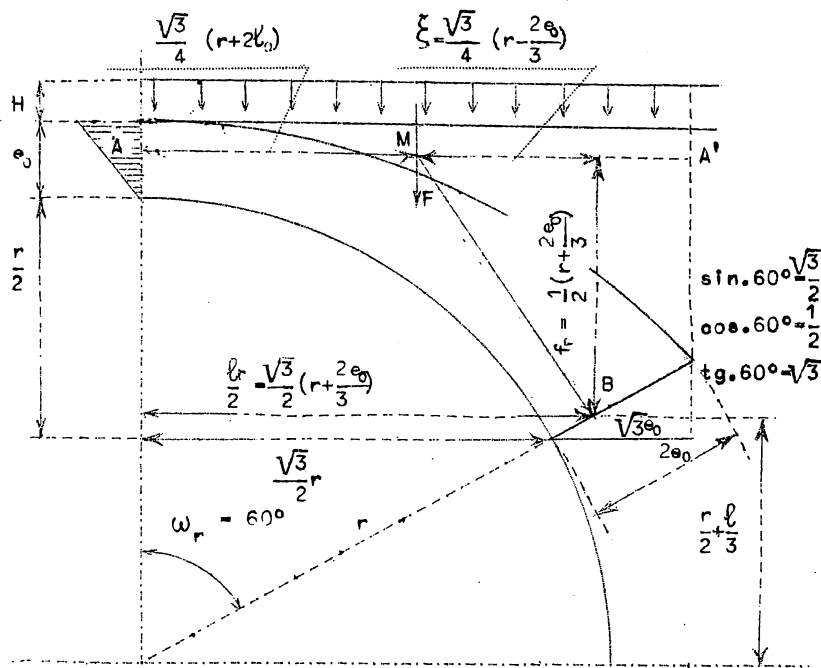


Fig. 28.

Donc:

$$F = \frac{\sqrt{3}}{2} (r + 2 e_0) \Delta \cdot H \cdot$$

$$Q = \frac{3}{4} \frac{(r - \frac{2}{3} e_0) (r + 2 e_0)}{(r + \frac{2}{3} e_0)} \Delta \cdot H \cdot$$

Nous assimilerons le poids propre de la voûte et le remplissage sous l'horizontale d'extrados à la clef, à une force F uniformément répartie; nous admettrons pour le remplissage la même densité que la maçonnerie. Enfin nous compterons sur une hauteur moyenne

$$H_p = e_0 + \frac{r}{4} \cdot$$

Toutes ces hypothèses sont défavorables et contribuent donc à la sécurité. Dès lors, en tenant compte du poids propre:

$$Q = \frac{3}{4} \frac{(r - \frac{2}{3} e_0) (r + 2 e_0)}{r + \frac{2}{3} e_0} \Delta \left[H + e_0 + \frac{r}{4} \right] = \frac{e_0 \sigma'}{2},$$

d'où:

$$\frac{\sigma'}{4 \Delta r} = \frac{3}{8} \frac{(1 - \frac{2}{3} \frac{e_0}{r}) (1 + 2 \frac{e_0}{r})}{\frac{e_0}{r} (1 + \frac{2}{3} \frac{e_0}{r})} \left[\frac{H}{r} + 0,25 + \frac{e_0}{r} \right] = K \left[\frac{H}{r} + K' \right].$$

Le polygone funiculaire (de Méry) des forces Q et F doit être A M B, donc:

$$\frac{Q}{F} = \frac{\xi}{\zeta} = \frac{\frac{\sqrt{3}}{4} (r - \frac{2 e_0}{3})}{\frac{1}{2} (r + \frac{2 e_0}{3})}$$

d'où:

$$Q = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{r - \frac{2 e_0}{3}}{r + \frac{2 e_0}{3}} F$$

Dans le cas d'une surcharge uniforme complète, nous la réduirons en une hauteur de remblai H, ramenée à la densité de la maçonnerie.

Pour $\frac{e_0}{r} =$	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
K =	0,75	0,852	0,977	1,132	1,353	1,608	2,008	2,66	3,94
K' =	0,75	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35

Il est très simple de traduire la formule $\frac{\sigma'}{4 \Delta r} = K \left(\frac{H}{r} + K' \right)$ en tableau numérique ou graphique.

Tableaux: voir page 58.

Exemple d'emploi du tableau: Voûte en plein cintre $r = 4$ m.; $\Delta = 2400$; $= 8$; $H/r = 2$. On impose $\sigma < 120000$ Kg/m².

Pour $\frac{\sigma'}{4 \Delta r} = \frac{120000}{4 \cdot 2400 \cdot r} = 3,125$; $\frac{e_0}{r} = 0,33$; $e_0 = 1,32$ m.

Si l'on prend $\frac{H}{r} = 0,25$, $\frac{\sigma'}{4 \Delta r} = 3,125$ correspond à $\frac{e_0}{r} < 0,10$.

Pour les valeurs de $\frac{e_0}{r} < 0,10$, qui correspondent à des voûtes d'ouvertures supérieures à 4 m. voir le tableau complémentaire (Il faut bien noter que H est une hauteur ramenée à la densité de la maçonnerie). Les épaisseurs e_0 ne doivent pas être inférieures à un certain minimum donné par le tableau:

2 r =	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	(m)
$e_0 =$	0,25	0,30	0,35	0,40	0,44	0,48	0,52	0,56	0,60	0,62	0,64	0,66	0,68	0,70	0,72	0,74	(m)

Reprenons l'exemple ci-dessus: $\frac{H}{r} = 0,25$

$$\frac{\sigma'}{4 \Delta r} = 3,125 \quad ; \quad \frac{e_0}{r} = 0,0725 \quad ; \quad e_0 = 0,29 \text{ m.}$$

Cette valeur de e_0 est trop faible; le minimum est $e_0 = 0,56$ m.

d'où $\frac{e_0}{r} = 0,14$;

$$\frac{\sigma'}{4 \Delta r} = 1,856 \quad \sigma' = 71.300 \text{ Kg/m}^2.$$

L'épaisseur $e_0 = 0,56$ correspond à $\sigma' = 120.000$ kg/m², c'est-à-dire $\frac{\sigma'}{4 \Delta r} = 3,125$, pour $\frac{e_0}{r} = 0,14$ ou environ $\frac{H}{r} = 0,75$, d'où $H = 3$ m. environ.

Pour σ' , on ne dépassera pas, en règle générale, pour les voûtes à un seul anneau, la valeur 25.000 (2 r) kg/m². Quant à H, surcharge en hauteur de maçonnerie au-dessus de la clef, on en limitera la hauteur comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{lll} r < 1 \text{ m.} & 1 < r < 2,5 \text{ m.} & r > 2,5 \text{ m.} \\ H = 8 \text{ m.} & 10 \text{ m.} & (4 r) \text{ m.} \end{array} \right.$$

Cette limitation de H correspond à l'observation suivante de Monsieur Séjourné, conforme à l'exposé relatif aux pressions des terres sur les voûtes enterrées. (Cours de procédés généraux de construction, fascicule III)

Tableau des valeurs de $\frac{\sigma'}{4 \Delta r}$

$\frac{H}{r}$	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
0,00	0,5625	0,595	0,637	0,678	0,783	0,80	0,90	1,064	1,379
0,25	0,75	0,8075	0,882	0,9605	1,066	1,20	1,40	1,729	2,364
0,50	0,9375	1,020	1,127	1,243	1,40	1,60	1,90	2,394	3,349
0,75	1,125	1,2325	1,372	1,5255	1,733	2,00	2,40	3,059	4,334
1,00	1,3125	1,445	1,617	1,808	2,066	2,40	2,90	3,724	5,319
1,50	1,6875	1,87	2,107	2,373	2,733	3,20	3,90	5,054	7,289
2,00	2,0625	2,295	2,597	2,938	3,40	4,00	4,90	6,384	9,259
2,50	2,4375	2,72	3,087	3,503	4,066	4,80	5,90	7,714	11,229
3,00	2,8125	3,145	3,577	4,068	4,732	5,60	6,90	9,044	13,199
4,00	3,5625	3,995	4,557	5,198	6,066	7,20	8,90	11,704	17,139
5,00	4,3125	4,845	5,537	6,328	7,40	8,80	10,90	14,364	21,079
6,00	5,0625	5,695	6,517	7,458	8,733	10,40	12,90	17,024	25,019

Tableau complémentaire des valeurs de $\sigma'/4 \Delta r$

$\frac{e_0}{r}$	0,08	0,06	0,05	0,04
K	4,886	6,461	7,713	9,599
K'	0,33	0,31	0,30	0,29
$\frac{H}{r}$	$\frac{\sigma'}{4 \Delta r}$			
0,00	1,612	2,003	2,314	2,784
0,25	2,834	3,618	4,242	5,183
0,50	4,055	5,233	6,170	7,583
0,75	5,277	6,849	8,099	9,983
1,00	6,498	8,464	10,027	12,383
1,50	8,941	11,694	13,883	17,182
2,00	11,384	14,925	17,740	21,982
2,50	13,827	18,155	21,596	26,781
3,00	16,270	21,386	25,453	31,581
4,00	21,156	27,847	33,166	41,180

L'effet des surcharges de remblai n'est pas proportionnel à la hauteur et tend vers une limite correspondant à l'ogive de pression des terres au-dessus de la voûte. Au lieu des limites ci-dessus, on peut, par les théories pré-rappelées de la pression des terres sur les voûtes, évaluer des hauteurs limites de charge et les réduire en densité de maçonnerie. On peut aussi procéder comme suit, selon Monsieur Séjourné. On détermine comme épaisseur minimum e_0 , celle correspondant à un remblai H_t de 3 m., en hauteur de terre au-dessus de la clef. Pour une hauteur H_t supérieure à 3 m., on ajoute à e_0 un supplément Δe_0 extrait du tableau suivant de Monsieur Séjourné.

Tableau des valeurs de Δe_0 (en centimètres)

Ouverture $2r$ (m)	H_t (m)													
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20
0,60 - 0,70	0	1	2	3	3	4	5	6	7	8	8	8	8	8
1,00	"	1	2	3	4	5	7	8	9	10	10	10	10	10
1,5 - 2,00	"	1	3	4	5	6	8	10	12	13	13	13	13	13
2,5 - 3,00	"	1	3	5	7	8	11	13	15	16	17	17	17	17
3,5 - 4,00	"	2	5	7	12	12	14	16	18	20	21	21	21	21
5	"	2	6	9	15	15	17	19	21	23	24	25	25	25
6	"	3	7	10	16	16	19	22	24	26	27	28	28	28
7	"	3	8	12	19	19	22	25	27	29	30	31	32	32
8	"	4	9	13	21	21	25	28	30	32	33	34	35	36

N.B. Selon ce qui précède, il est plus rationnel de considérer Δe_0 comme la différence entre les épaisseurs calculées d'après la méthode précédente pour la hauteur de surcharge totale; réelle H réduite en maçonnerie et la surcharge considérée comme minimum de 3,00 m. de terre au dessus de l'extrados à la clef, réduite aussi en maçonnerie.

En cas de remblai élevé limité par des talus, la surépaisseur varie sous les talus; elle est constante sous la plate-forme et décroît sous les talus jusqu'à $H_t = 3$ m. elle conserve alors sa valeur minimum constante (Fig. 29).

Lorsque la voûte supporte, outre les charges fixes, des charges mobiles: trains de chemin de fer, véhicules routiers, etc..., on transforme toutes ces charges en hauteur H , celles correspondant aux charges mobiles étant éventuellement multipliées par le coefficient dynamique (coefficient

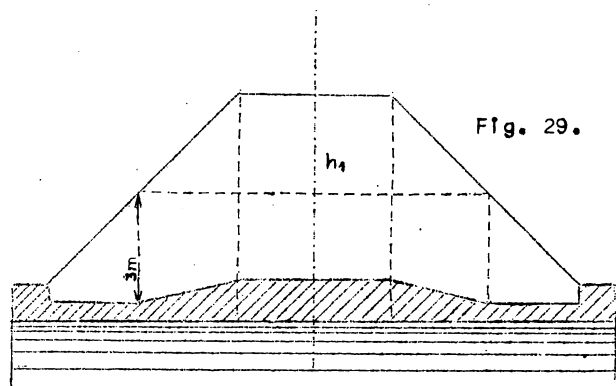


Fig. 29.

français $1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$

L'extrados est défini par l'épaisseur à la clef e_0 et l'épaisseur aux joints de rupture $e_r = 2 e_0$ (parfois $1,8 e_0$) (Fig. 30). On peut le réaliser par un arc de cercle passant par ces points et prolongé jusqu'à la rencontre avec les parements des culées. Il est préférable de le prolonger par les tangentes aux joints de rupture jusqu'à la rencontre des parements des culées. En cas de voûtes en briques, pour simplifier l'exécution, l'extrados se composera d'un tronçon d'arc de cercle de rayon $(r + e_0)$ concentrique à l'intrados et des tangentes à ce cercle tracées par les extrémités supérieures des joints de rupture (fig.31). Ces dimensions garantissent largement contre les effets des surcharges dissymétriques.

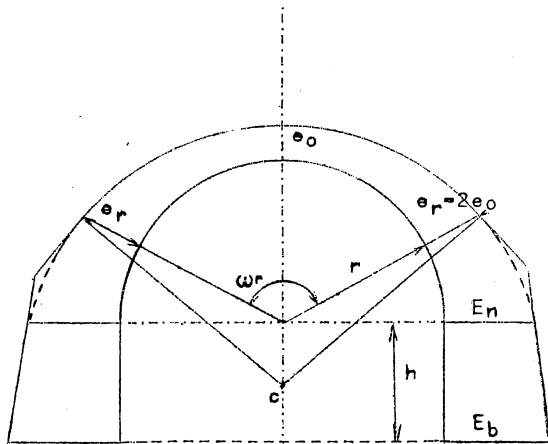


Fig. 30

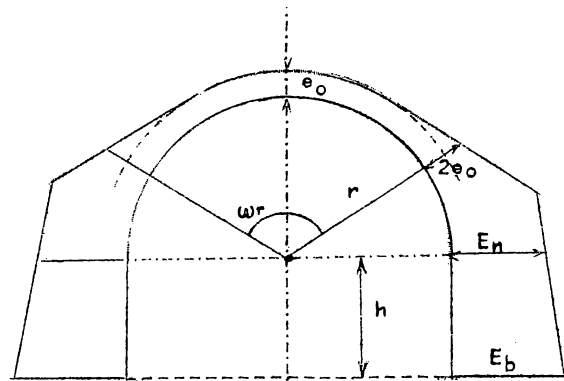


Fig. 31

L'épaisseur des piédroits aux naissances est:

$$E_n = 0,300 + 0,20 (2 r) + \frac{H}{24} \text{ (m)}$$

L'épaisseur à la base est:

$$E_b = E_n + 0,20 h \text{ (m) (fruit} = \frac{1}{5})$$

D'autres formules peuvent aussi être employées, notamment:

$$\begin{cases} E_n = 0,75 (2 r) \left[0,433 \beta - 0,135 \right] + 0,433 e_0 (2 + \beta) \text{ (m) avec } \beta = \frac{1 + \frac{2}{3} \frac{P}{S}}{1 + \frac{2}{3} \frac{P}{S}} \\ E_b = E_n + 0,2 h. \text{ (m)} \\ E_b = \beta (0,2 \times 2 r + 0,7 h) \text{ (m)} \\ E_n = E_b - 0,2 h. \text{ (m)} \\ E_n = 0,078 (2 r) + 1,73 e_0 \left(1,50 + \frac{e_0}{r} \right) \text{ (m)} \\ E_b = E_n + 0,20 h \text{ (m)} \end{cases}$$

Pour les voûtes de moins de 2 m. d'ouverture ($r < 1$), on adopte des piédroits d'épaisseur constante égale à $E_n + 0,10 h$ (m)

Lorsque l'on fonde l'ouvrage sur radier général, il faut assurer la résistance à la flexion, car la surcharge excentrique des culées produit un moment de flexion important au milieu du radier encastré. Pour éviter cette flexion, le radier doit être séparé des culées par des joints. Dans ce cas, on lui donne, d'après Monsieur Séjourné, l'épaisseur suivante:

2 r =	0,60 - 1,50	2 - 3,5	4	5	6 - 7	8	(m)
d =	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	(m)

Les murs en retour ont une épaisseur moyenne:

$$E_{mr} = 0,25 + 0,25 H_{mr} \quad (m)$$

H_{mr} étant la hauteur du mur au-dessus de la fondation. Si l'intervalle entre parements postérieurs des murs est inférieur à 2,00, on construit une

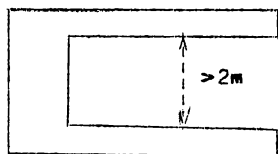


Fig. 32.

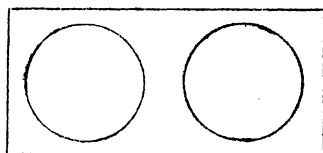


Fig. 33.

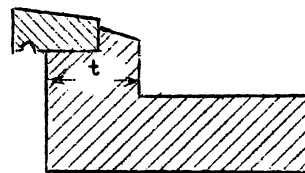


Fig. 34.

culée massive évidée par puits circulaires.

Épaisseur des tympans (fig.34)

2r =	0,60 - 0,70	1,00 - 1,50	2 - 2,50	3 - 3,50	4 - 6	7 - 8 m.
t =	0,50	0,60	0,60	0,70	0,80	0,90 m.

Épaisseur moyenne des murs en ailes dans le plan des têtes. (fig.35)

$$E_{ma} \geq 0,30 + 0,30 H_{ma} \quad (m)$$



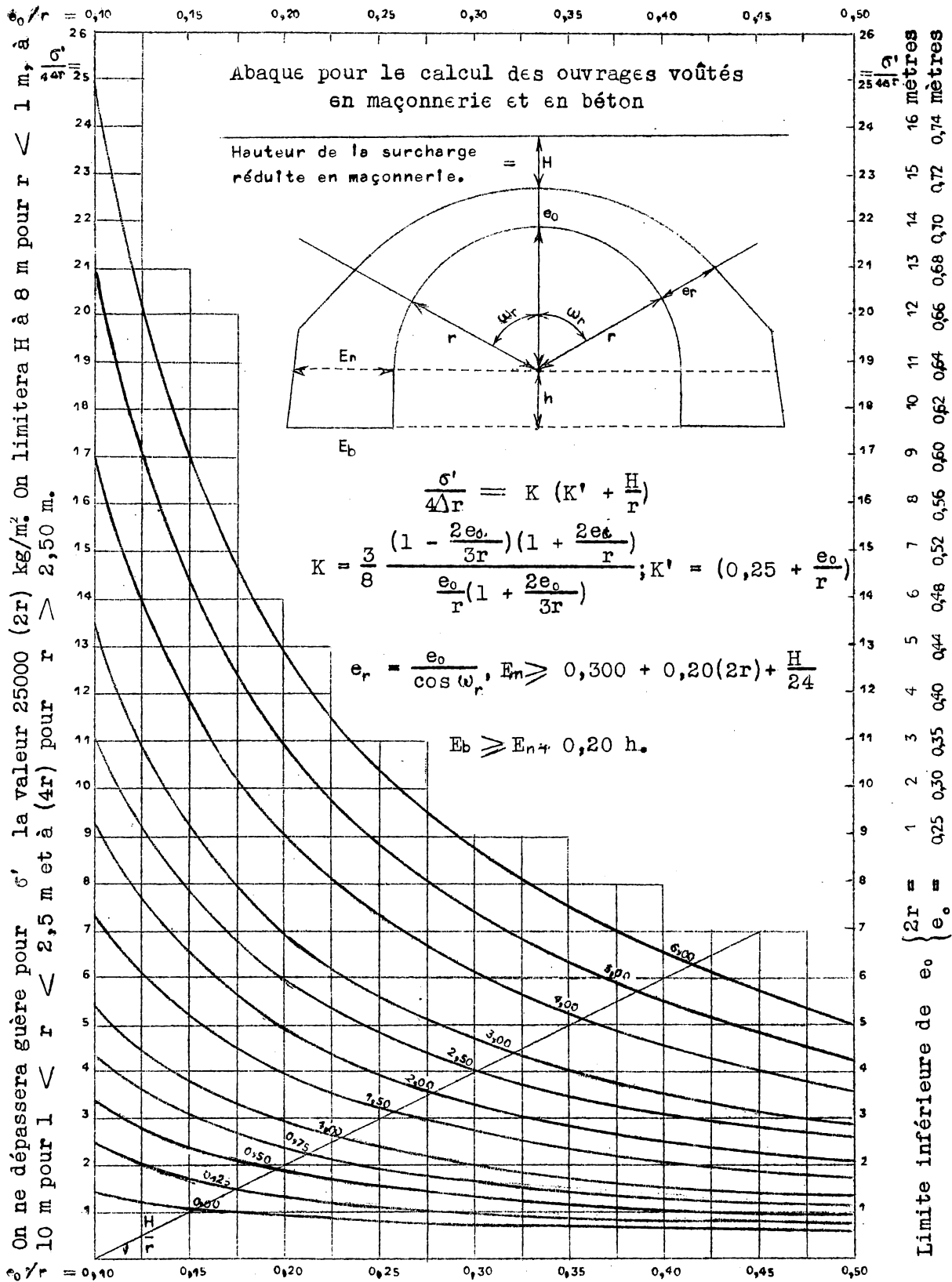
Fig. 35

La même formule est applicable dans toutes les sections pour l'épaisseur moyenne ainsi que pour l'épaisseur moyenne du muret en retour, H_{ma} étant la hauteur dans la section

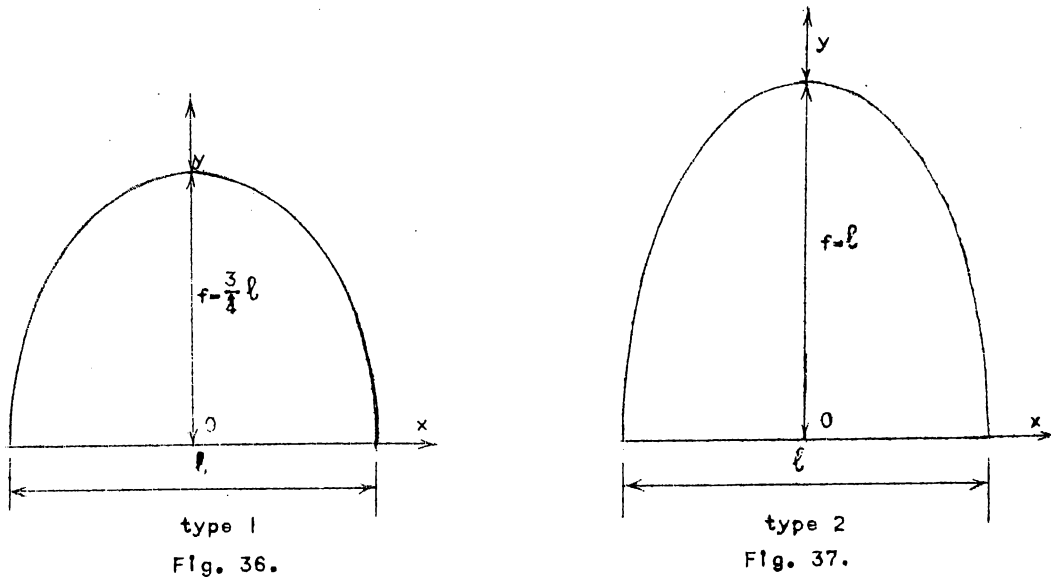
considérée. Toutefois la section du mur en aile dans le plan de tête ne peut être en retrait sur celle du piédroit.

Ces dimensions pour les voûtes ne tiennent compte que des charges verticales. Les poussées latérales des terres sur les voûtes et culées sont susceptibles de les réduire sensiblement; cependant, on conserve généralement les dimensions définies ci-dessus.

L'abaque de la page 62 permet le calcul de l'épaisseur e_c à la clef avec une précision suffisante et résume les principales indications relatives au calcul des dimensions d'un ouvrage voûté en plein cintre.



B. Ouvrages en ellipses surhaussées. lorsque la hauteur du remblai dépasse $H_t = 5,00m$, il peut y avoir intérêt à adopter comme profil d'intrados des ouvrages, une ellipse surhaussée, notamment pour les ouvrages servant à l'écoulement des eaux; Monsieur Séjourné envisage deux rapports de surhausséments, $3/4$ (type 1, fig. 36) et 1 (type 2; fig. 37)



La partie inférieure de l'ellipse tient lieu de piédroits. On adopte comme épaisseur à la clef e_0 la même que pour un ouvrage en plein cintre de rayon $r = \frac{l}{2}$.

Épaisseur aux naissances (base):

type 1.- $E_1 = e_0 + k_1 l + 2 \Delta e_0$, $k_1 = 0,15$ à $0,20$

type 2.- $E_2 = e_0 + k_2 l + 2 \Delta e_0$, $k_2 = 0,20$ à $0,25$

Les valeurs de Δe_0 sont déterminées comme il est indiqué sous A. (Plein cintre).

Les autres dimensions sont établies par les mêmes formules que pour le cas du plein cintre. L'équation de l'intrados est

$$x = \frac{l}{2} \sqrt{1 - \frac{y^2}{f^2}}$$

L'extrados est une ellipse de demi-axes $f + e_0$ et $\frac{l}{2} + E_1$ ou $\frac{l}{2} + E_2$.

Le surhaussement du type 2 est excessif si les poussées latérales sont importantes. Le profil 1 convient mieux, la ligne des pressions concorde bien avec la fibre neutre, compte tenu des poussées transversales.

Pour l'épaisseur à la clef e_0 , on applique la même formule que pour le plein cintre, avec

$$r = \frac{l^2 + 4 f^2}{8 f}$$

L'épaisseur aux joints de retombée est:

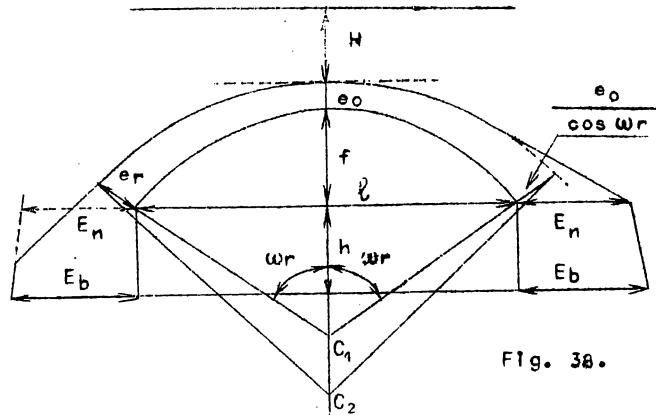


Fig. 38.

$$e_r = \frac{e_0}{\cos \omega_r} \quad \text{si } \frac{f}{l} < \frac{1}{2\sqrt{3}} \quad \text{ou } 0,288 \quad (\omega_r < 60^\circ)$$

Si $\frac{f}{l} > 0,288$, les joints de rupture correspondent comme pour le plein cintre à $\omega_r = 60^\circ$ et $e_r = 2 e_0$. L'extrados est un arc de cercle défini par 3 points.

L'épaisseur des piédroits aux naissances est:

$$E_n = 0,300 + \frac{l}{8,33} \times \frac{(3l - f)}{(l + f)} + \frac{H}{24} \quad (\text{m}),$$

et à la base: $E_b = E_n + 0,20 h$. (m) (fruit $\geq 1/5$); le raccordement de l'extrados au parement arrière des culées est réalisé comme dans le cas du plein cintre. Si cette disposition conduit à une épaisseur horizontale aux retombées inférieures à E_n , on peut l'admettre, à condition de respecter la valeur de E_b . On peut aussi éventuellement conserver E_n et raccorder l'extrémité du joint horizontal de retombée au cercle d'extrados par une tangente. L'épaisseur du joint radial de retombée est alors supérieure à

$$\frac{e_0}{\cos \omega_r}$$

(fig. 38) lorsque le rapport $\frac{f}{l}$ est inférieur à 0,125; il est recommandable de procéder à une vérification de la stabilité des culées, compte tenu de la poussée des terres. Eventuellement, on majorera l'épaisseur E_b à la base des culées et on adoptera pour le parement arrière la tangente menée par l'extrémité de E_b au cercle d'extrados, ce qui donnera un profil de culée plus économique et se rapprochant de la culée perdue (fig. 39)

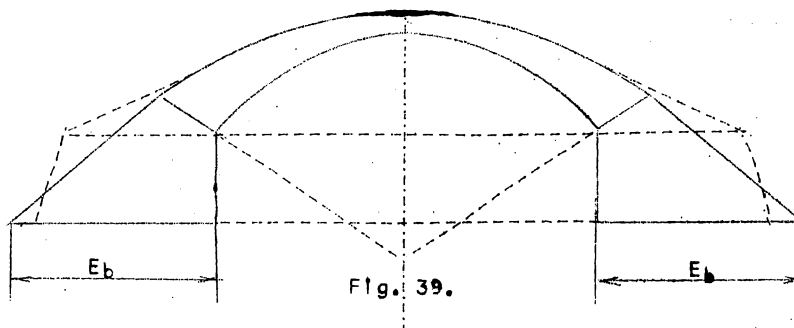


Fig. 39.

Les autres formules sont les mêmes que pour le plein cintre. On peut aussi admettre au lieu de

$$e_r = \frac{e_0}{\cos \omega_r} :$$

pour: $\left\{ \begin{array}{l} \frac{f}{\ell} = \frac{1}{4} \quad \frac{1}{6} \quad \frac{1}{8} \quad \frac{1}{10} \quad \frac{1}{12} \\ \frac{e_r}{e_0} = 1,80 \quad 1,40 \quad 1,25 \quad 1,15 \quad 1,10 \end{array} \right.$

D. Ouvrages surbaissés en ellipse ou anse de panier (Fig. 40)

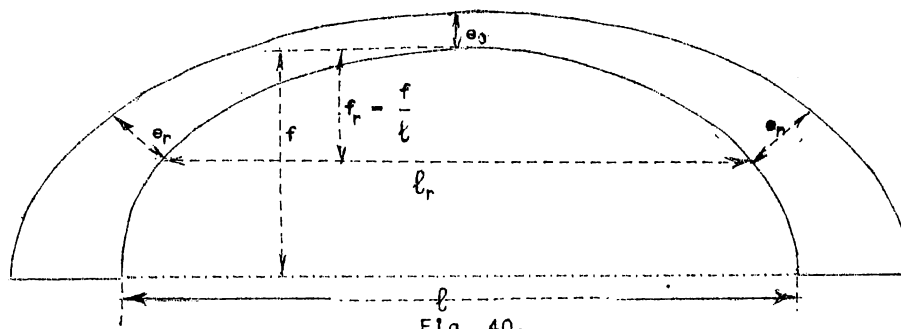


Fig. 40.

On applique les mêmes formules que pour les cas repris sous (C), mais est déterminé par rapport aux joints de rupture qui sont à mi-montée

$$r = \frac{\ell_r^2 + 4 f_r^2}{8 f_r}$$

Selon Monsieur Séjourné, pour

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{f}{\ell} = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{4} \quad \frac{1}{5} \\ \frac{e_r}{e_0} = 1,80 \quad 1,60 \quad 1,40 \end{array} \right.$$

ce qui convient mieux que la formule

$$e_r = \frac{e_c}{\cos \omega_r}$$

car $\omega_r < 60^\circ$, valeur qui n'est réalisée que pour le plein cintre. Les formules des épaisseurs des culées du cas C sont trop faibles pour les ouvrages du type D, dont la forme est d'ailleurs peu favorable en général.

E. Ouvrages en paraboles.

Les ouvrages en parabole sont très voisins des ouvrages en ellipse de Monsieur Séjourné; on peut donc estimer leurs dimensions d'après ces formules.

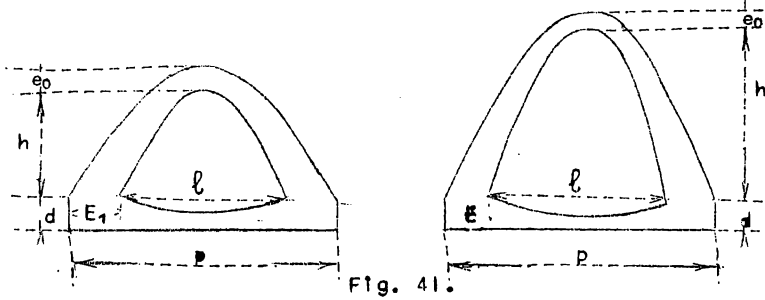


Fig. 41.

Ils s'emploient d'ailleurs généralement pour de petits ouvrages. Leur forme est moins rationnelle que l'ellipse; c'est la forme de la ligne des pressions dans le cas où on néglige les poussées horizontales des terres.

Ci-après un tableau des dimensions de certains types couvrants en Allemagne pour les ouvrages d'écoulement sous les remblais de chemin de fer (fig. 41).

DIMENSIONS DES AQUEDUCS PARABOLIQUES						
Type	Ouverture ℓ	Flèche h	Épaisseur de la clef e_0	Épaisseur aux naissances E	Épaisseur du radier	
					d	p
b	0,65	0,90	0,15	0,25	0,25	1,40
a	1,00	0,78	0,15	0,25	0,25	1,80
b	0,75	1,05	0,15	0,25	0,25	1,50
a	1,10	0,87	0,20	0,30	0,30	2,00
b	0,85	1,20	0,20	0,30	0,35	1,80
a	1,20	0,96	0,20	0,40	0,35	2,20
b	1,10	1,50	0,20	0,40	0,40	2,10
a	1,45	1,15	0,20	0,45	0,40	2,65
b	1,30	1,80	0,20	0,35	0,35	2,45
a	1,65	1,30	0,25	0,50	0,40	3,00
b	1,50	1,92	0,25	0,40	0,40	2,55
a	1,90	1,50	0,25	0,55	0,45	3,40
b	1,80	2,00	0,25	0,50	0,50	3,10
a	2,15	1,60	0,30	0,60	0,50	3,80

F. Section circulaire et ovale.

En très mauvais terrain à forte poussée et lorsque des tassements inégaux sont à craindre, qui peuvent déverser l'ouvrage, on emploie parfois des sections circulaires ou ovales entières fermées.

Les épaisseurs se déterminent pour les petits ouvrages par comparaison avec les types précédents ou d'après des types normaux d'égouts. Pour les grandes dimensions, il faut effectuer des vérifications comme pour les ouvrages souterrains.

§ 7.- PETITS OUVRAGES BIAIS SOUS REMBLAIS. (pl. 33 et 34)

On n'établira des têtes biaises que si le souci de l'aspect l'exige, sinon on établira des têtes droites. Le tympan est donc de hauteur variable et couronné par une plinthe rampante (Pl. 33, fig. 3). Les murs en ailes sont dissymétriques, ce qui est admissible si le biais est faible. Si le biais est élevé, il peut être préférable de ne mettre de mur en aile que d'un seul côté et de raccorder le talus de l'autre côté par 1/4 de cône ou bien même de prolonger le mur de tête jusqu'au sol si le biais est très grand (Pl. 33 fig. 2). Pour les biais peu prononcés, les têtes biaises, avec plinthe horizontale et murs en retour, conviennent bien (Pl. 33 fig. 4 et Pl. 34)

Malgré les complications de forme, que l'on surmonte sans trop de peine, dans les ouvrages en béton, la tête disposée dans le plan du talus évite toutes ces sujétions pour les petits ouvrages: il suffit de perreyer les talus aux abords.

§ 8.- CONSTRUCTION DES PETITES VOUTES.

Si elle est en briques ou moellons, la voûte peut se construire directement à pleine épaisseur. On l'élève symétriquement des reins vers la clef. On peut charger les cintres pour éviter les fissures de tassement. On finit par la clef; il faut soigner particulièrement le clavage. Cette méthode est évidemment la plus simple. Mais il peut y avoir avantage à s'inspirer des méthodes en usage pour les grandes voûtes, notamment de construire par rouleaux clavés séparément lorsque la portée devient un peu grande. Les voûtes en béton présentent l'inconvénient du retrait. Il est donc indiqué de bétonner par tronçons, en laissant des joints de retrait, au moins à la clef et aux reins. Après durcissement suffisant et retrait, on bourre énergiquement ces joints de béton fin, riche et sec.

Les petits ouvrages sous remblai sont construits si possible avant le remblayage. Pour les exécuter sous un remblai existant, on peut, pour des ouvrages servant à l'écoulement des eaux, utiliser des tuyaux que l'on enfonce à force dans le sol au moyen de vérins. On peut s'inspirer des méthodes de construction des souterrains. Sous remblai de chemin de fer, il faut étanchonner très fortement et employer de petits boucliers, pour éviter les affaissements de la voie.

PONTS BIAIS ET COURBES

§1.- VOUTES BIAISES.

Le biais est défini par l'angle aigu θ des arcs des deux voies (fig.42). La projection horizontale du pont est généralement un parallélogramme (fig.42). Cependant, les deux têtes peuvent présenter parfois des biais différents, notamment les ouvrages longs sous grand remblai (fig. 43).

Le biais constitue une sujétion que l'on cherche à éviter, par exemple dans les longs ouvrages sous remblai en les terminant par des têtes droites. Dans les ouvrages très biais de grande portée, on décompose souvent la voûte biaise en deux ou plusieurs anneaux droits, ayant comme courbe d'intrados la section biaise de la douelle. Ces ouvrages évitent les complications des appareils biais et présentent plus de garantie de stabilité (fig. 44).

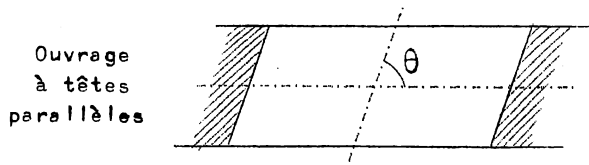


Fig. 42.

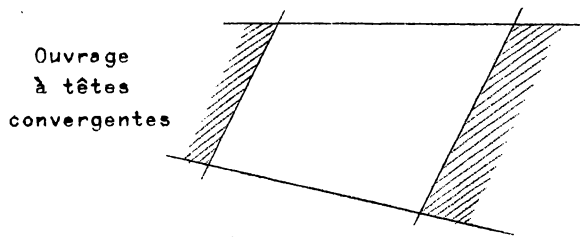


Fig. 43.

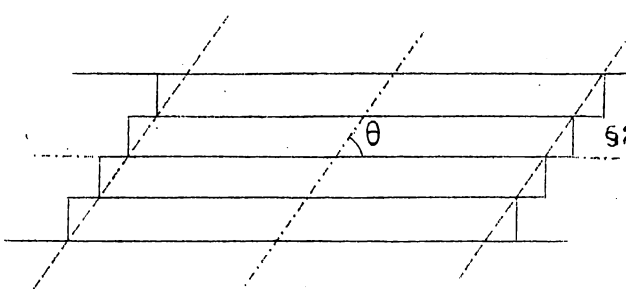


Fig. 44.

Les ouvrages biais en béton ne présentent pas tant de difficultés; les conditions de résistance sont également plus sûres si le biais est assez prononcé. Pour être stable, une voûte biaise doit se comporter comme si elle était formée d'un grand nombre d'anneaux droits très minces parallèles aux plans des têtes.

Le mode de construction doit réaliser cette condition autant que possible, ce qui se réalise le mieux, pour les grands biais, par division en anneaux droits. Les calculs de stabilité sont établis pour la section biaise. Pour les ouvrages assez longs, on peut construire la partie centrale de la voûte comme une voûte droite ayant comme courbe de douelle la section droite; les parties voisines des têtes sont seules appareillées en voûtes biaisées.

§2.- APPAREILS BIAIS.

Pour l'étude détaillée des appareils biais, je renvoie au Cours de Géométrie descriptive appliquée (Coupe des pierres). La question a perdu de son importance car on construit plus rarement

les voûtes en pierre actuellement.

Les appareils doivent réaliser autant que possible des lignes de joints discontinus parallèles aux têtes et des lignes de joints continus perpendiculaires aux précédentes.

Cette condition est rigoureusement réalisée dans le système orthogonal. (Pl. 42, fig. 1).

Le tracé s'étudie en développant le plan de douelle. Les joints parallèles aux têtes sont des sinusoides; les joints continus sont des courbes normales aux précédentes que l'on trace pratiquement par tronçons. Les voussoirs ont donc des faces différentes en douelle. L'appareil est pratiquement très compliqué.

Lorsque les deux têtes sont parallèles, l'appareil orthogonal est dit parallèle. Les voussoirs existent tous en double exemplaire.

Lorsque les têtes ne sont pas parallèles, notamment lorsque la tête seule est biaise et se raccorde à un appareil droit, l'appareil orthogonal est dit convergent. Tous les voussoirs sont différents (Pl. 42, fig. 2).

L'appareil hélicoïdal est une simplification de l'appareil orthogonal parallèle: il n'est pas rigoureusement, mais approximativement orthogonal (Pl. 43, fig. 2).

Les joints discontinus en développement sont des sinusoides et les joints continus sont des droites ~~aux cordes des sinusoides~~ et équidistantes. Sur la douelle, les joints continus sont donc des hélices qui donnent le nom de l'appareil. Les voussoirs courants sont tous identiques; il n'y a que les voussoirs des bandeaux, et les coussinets d'assise sur les retombées qui soient différents par paires. Si le biais est grand, l'obliquité des joints aux retombées devient élevée lorsque la courbe de douelle est complète (plein cintre ou ellipse).

Il est possible de transposer l'appareil hélicoïdal en cas de têtes convergentes. Monsieur Picard a imaginé de représenter les joints continus sur le développement par des arcs de cercle concentriques et équidistants dont le centre est à l'intersection des cordes des 2 sinusoides des têtes (Pl. 43, fig. 3). La même observation est à faire lorsque le biais est élevé et la courbe de douelle complète.

Pour améliorer les appareils simplifiés lorsque le biais est élevé et la courbe de douelle complète, Monsieur Léveillé les modifie en disposant près des retombées quelques assises à joints continus parallèles aux génératrices de la voûte, représentées dans le développement par des parallèles à l'axe. Ces assises se raccordent aux appareils simplifiés par des coussinets (Pl. 42, fig. 4).

Lorsqu'on n'emploie les appareils biaisés qu'au voisinage des têtes, si le biais est faible, on appareille simplement les bandeaux suivant le système orthogonal. Si le biais est prononcé, il faut appareiller en voûte biaise tout un tronçon de voûte compris entre le plan de tête et une section droite située suffisamment en arrière de l'angle obtus de retombée. On emploie dans ce cas avec avantage l'appareil simplifié, éventuellement avec modification Léveillé.

§ 3.- EXECUTION DES OUVRAGES BIAIS.

Elle doit être particulièrement soignée pour éviter autant que possible les tassements. Ils modifient le développement de la voûte et dérangent donc l'exactitude de l'appareil. Il peut alors se produire des fissures ou décollements, qui causent parfois des désordres graves. Il faut donc des cintres très ri-

gides et bien appuyés et une maçonnerie soignée, exécutée au mortier de ciment, par tronçons **et claveaux** ou à joints matés (1). Les joints matés seront disposés suivant la direction générale des génératrices. Parfois on ancre les bandeaux dans les voûtes, ce qui empêche les dislocations qui se produisent le plus souvent aux têtes. Il est utile de chanfreiner l'angle

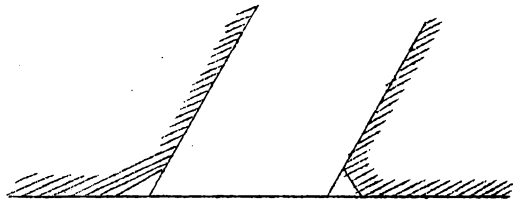


Fig. 45.

neaux droits.

aigu des bandeaux, par raison de symétrie on chanfreine souvent aussi l'angle obtus (fig. 45) Cette disposition améliore l'aspect. On chanfreine aussi les arêtes des piédroits (Pl. 43, fig. 1) Pratiquement, on n'exécute pas d'ouvrages biais à moins de 50° ou 45°, ni de plus de 30 m. de portée; au delà de ces limites, on préfère juxtaposer des an-

§ 4.- PILES BIAISES.

Les ouvrages biais à piles ne se construiront que pour les biais faibles et les petites portées.

Les piles sont biaisées et parallèles au courant du cours d'eau. Elles ne présentent d'autre particularité que les avant- et arrière-becs, qui sont généralement dissymétriques, car on place pour des raisons d'aspect leur sommet à tan-

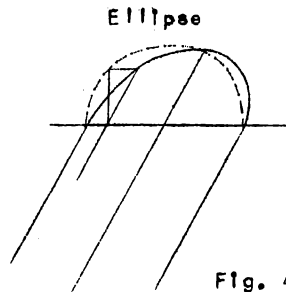


Fig. 46.

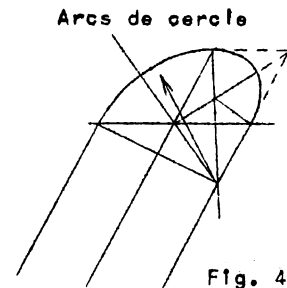


Fig. 47.

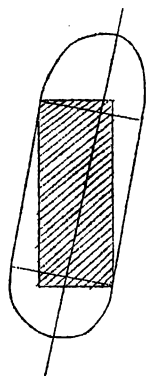


Fig. 48.

gente // aux plans de tête sur l'axe de la pile (Pl. 43, fig. 4). On emploie généralement le tracé en ellipse obtenu par projection des ordonnées droites d'un demi-cercle sur des obliques // à l'axe de la pile (Fig. 46). On peut aussi user de deux arcs de cercle de rayons différents (fig. 47).

On préfère généralement construire l'ouvrage au moyen de voûtes droites entières ou, si le biais est grand, de voûtes formées d'anneaux droits juxtaposés. On construit alors des piles dont le socle, avec avant- et arrière-becs, est biais, symétrique ou dissymétrique. (fig. 48). Ce socle a la largeur voulue pour recevoir les éléments de piles droites supportant les retombées des voûtes.

Pour le tracé et les dispositions de ces piles, je renvoie aux ouvrages spéciaux (Pl. 43, fig. 5 et 6). C'est d'ailleurs surtout une question de cas concret et d'adaptation intelligente. Ce dispositif convient particulièrement pour les voûtes formées de plusieurs anneaux droits.

(1), Voir 2ème partie, 1ère Section Compléments de ponts. Fascicule I Grands arcs.

95.- VIADUCS EN COURBE.

On évite généralement la courbure de l'axe de la voie sur les ponts à grandes arches. Une très faible courbure peut être établie en élargissant le tablier et un agencant les axes des diverses travées droites suivant les côtés d'un polygone à angles très obtus.

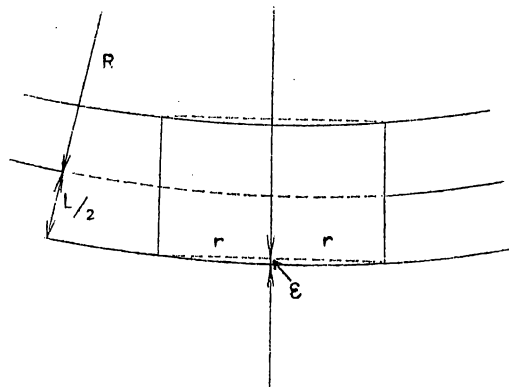


Fig. 49.

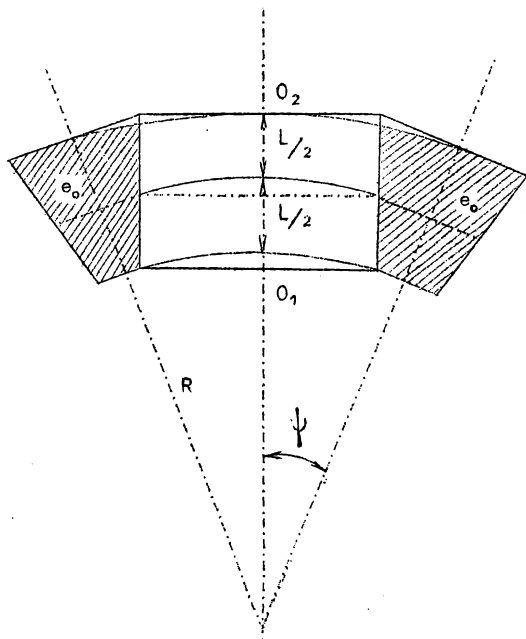


Fig. 50.

Par contre, le tracé exige souvent que les viaducs de grande longueur soient en courbe. La petite portée des arches et la multiplicité des appuis permettent des solutions satisfaisantes dont l'exposé qui suit est résumé des ouvrages de M.M. Séjourné et Gay. Il faut, bien entendu, tenir compte des surlargeurs éventuelles en courbe.

Les viaducs en courbe se construisent:

- a) avec voûtes en berceau à tympan
 - { polygonaux ou à facettes,
 - { coniques,
 - { en parabolofide.

- b) avec voûtes coniques ou en conoïdes.

Toutes ces dispositions ont pour but d'éviter le porte-à-faux des têtes convexes par rapport à la corde des naissances, qui se produirait si les tympanes étaient dressés suivant des cylindres verticaux concentriques au tracé.

A la clef, ce porte-à-faux serait:

$$\varepsilon = \frac{r^2}{2R + L} \approx \frac{r^2}{2R}$$

r étant le rayon de la courbe de douelle (plein cintre), R celui de l'axe du tracé (fig. 49).

A. Tympan à facettes. Les tympanes sont des plans verticaux parallèles à la corde du tracé menée sur la portée de chaque arche. Leurs projections horizontales sont la tangente à l'arc de cercle de rayon

$$R + \frac{L}{2}$$

et la corde de l'arc de rayon

$$R - \frac{L}{2}$$

Les lignes des naissances sont des parallèles à l'axe O_1, O_2 de l'arche (passant par le centre de la courbe du tracé). Les sections des piles aux naissances sont des trapèzes dont les bases mesurent $e_0 - L \sin \psi$ et $e_0 + L \sin \psi$, ψ étant la moitié de l'angle au centre du tracé correspondant aux axes de deux piles consécutives (Fig. 50).

Ce dispositif est admissible tant que les angles des facettes ne sont pas trop grands, donc pour les faibles courbures.

On masque les angles des facettes en arrondissant les faces des piles ou en les munissant de contreforte (fig. 51).

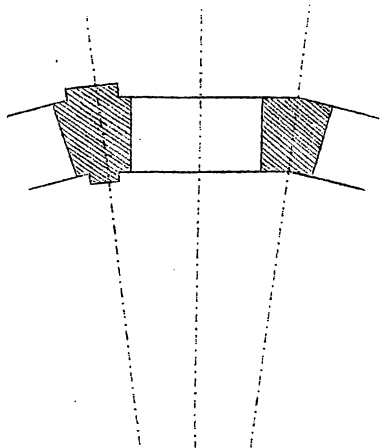


Fig. 51.

B. Tympan coniques.

Mr. Séjourné a montré que l'on évite le porte-à-faux du tympan convexe en le réglant suivant un cône de révolution dont l'axe est la verticale du centre du tracé et dont le fruit (φ) est

$$\varphi \geq \frac{r}{R}$$

La position du sommet O_2 du cône est déterminée par le rayon de la section droite au niveau de la voûte, qui est

$$R + \frac{L}{2}$$

L'arête d'intrados ou bandeau est l'intersection de ce cône avec le cylindre horizontal de douelle, dont l'axe coupe orthogonalement celui du cône. C'est une courbe gauche dont la projection sur le plan vertical de la génératrice de clef est un arc d'hyperbole, dont l'inclinaison au niveau des naissances est égale au fruit φ et est approximativement égale à

$$\text{tg } \varphi' = \frac{r}{R} - \varphi \text{ à la clef (fig. 53).}$$

Pour qu'il n'y ait pas de porte-à-faux, il faut que la tangente à la clef à cet arc d'hyperbole soit verticale, d'où la condition précitée. Dans cette formule, r est le rayon du plein cintre ou le rayon de courbure à la clef de la demi-ellipse de douelle.

On conserve le fruit φ ainsi déterminé pour le fruit constant ou initial des piles.

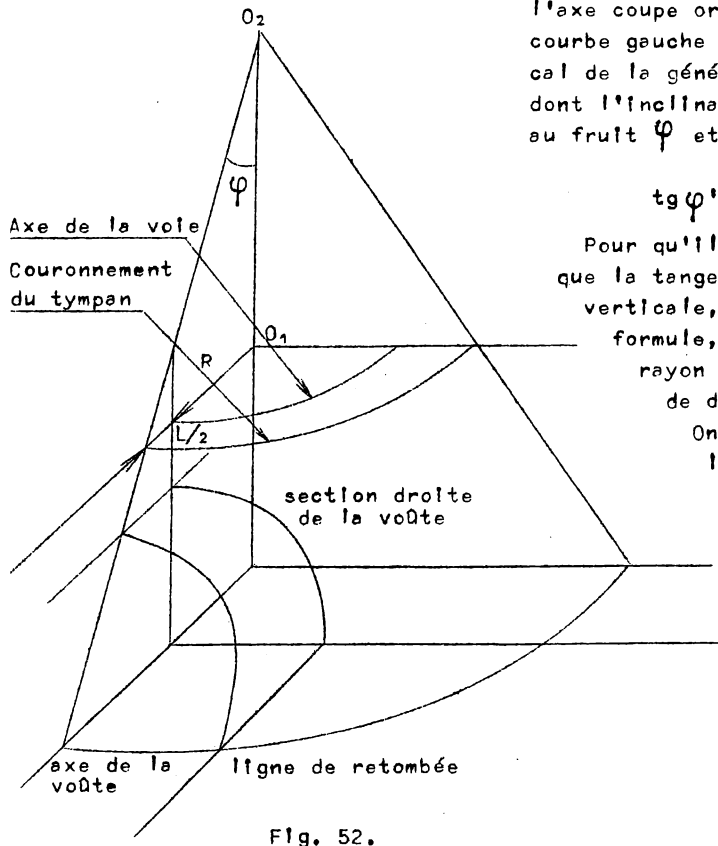


Fig. 52.

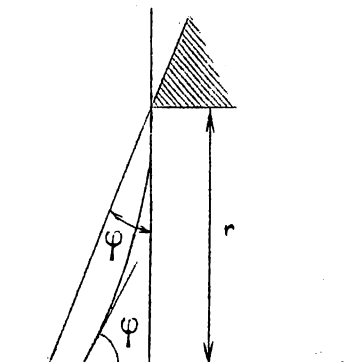


Fig. 53.

Si le rayon de courbure du tracé est faible, ce fruit peut être très élevé.

On le réduit parfois de telle sorte que la clef se trouve à l'aplomb des retombées, mais soit en porte-à-faux par rapport aux reins; il faut alors:

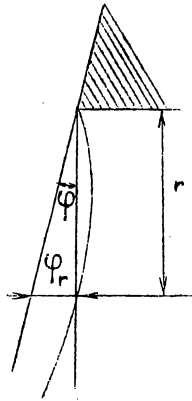


Fig. 54.

$$\varphi_r \approx \frac{r^2}{2R}, \text{ d'où } \varphi_r \approx \frac{r}{2R} \text{ (Fig. 54 et 55)}$$

C. Tympan en parabolofide. Le tympan est une surface de révolution de même axe que la précédente. La méridienne n'est plus une droite, mais une parabole à axe horizontal dont le sommet est au niveau de la voûte ou au-dessus. Le fruit est donc variable, mais pour qu'il n'y ait pas porte-à-faux, le fruit à la clef doit satisfaire à la relation:

$$\varphi \approx \frac{r}{R}$$

Le fruit aux naissances est plus élevé et égal à celui de la parabole à ce niveau.

D. Limite du fruit.

On ne dépasse pas $\frac{r}{R} = 0,06$. Si la valeur de $\frac{r}{R}$ est supérieure, on augmente le rayon sur l'axe au niveau de la voûte jusqu'à R' , de sorte que $R' = \frac{r}{0,06}$. Le rayon R' est le même pour toutes les voûtes consécutives. Les arcs de cercle de rayon R' sont éventuellement raccordés sur la largeur des piles par des arcs de cercle tangent de rayons moindres.

E. Tympan concave.

Le tympan concave est dressé suivant une surface de révolution coaxiale à la précédente, dont le rayon de section droite au niveau de la voûte est

$$R = \frac{L}{2}$$

On lui donne un léger fruit, moindre que celui de la face convexe, ce qui est rationnel et satisfaisant d'aspect pour le profil transversal des piles (force centrifuge).

F. Douelle en cône et en conofde.

Les arches en berceau des viaducs courbes ont l'inconvénient de faire varier fortement la largeur des piles si la courbure est un peu forte. Ce point est défavorable tant pour l'aspect que pour la stabilité. On y remédie par les douelles en cône ou en conofde, qui font converger les horizontales des naissances vers le centre du tracé (fig. 56) La différence de largeur entre les deux faces d'une pile est $2 L \sin \Psi$

avec $\sin \Psi = \frac{r + \frac{e_0}{2}}{R}$. Si $e_0 = 0,20 \times 2r$,

$\sin \Psi = 1,20 \frac{r}{R}$, et la différence = $2,40$

$\frac{rL}{R} = \frac{6 e_0 L}{R}$ pour les voûtes en berceau.

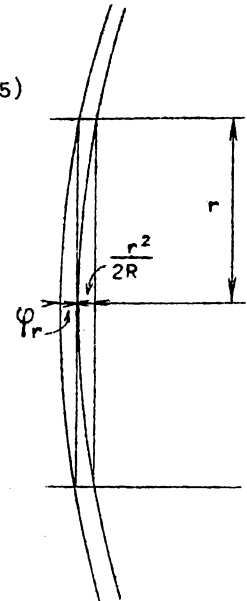


Fig. 55.

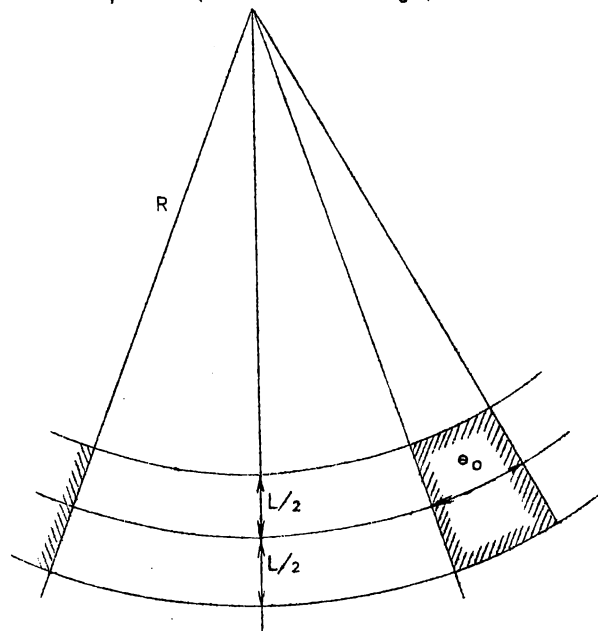


Fig. 56.

Elle est $\frac{e_0 L}{R}$, donc 6 fois moindre pour les douelles convergentes. Le sommet du cône est le point de percée de la verticale du centre du tracé avec le plan horizontal des naissances. (fig. 57) Son ouverture est définie par la montée r sur l'axe du tracé. On donne au tympan convexe un fruit

$$\varphi \approx \frac{r}{R}$$

pour supprimer tout porte-à-faux. Le conoïde a pour directrices l'axe vertical du centre du tracé et la courbe de douelle tracée dans le plan vertical tangent à l'axe du tracé; (fig. 58) les génératrices sont horizontales. Pour le fruit du tympan convexe, on applique les mêmes règles que ci-dessus. Le douelle en conoïde est plus satisfaisante d'aspect et de construction plus facile. Le fruit du tympan concave est moindre que celui du tympan convexe. Le profil transversal des piles est dissymétrique.

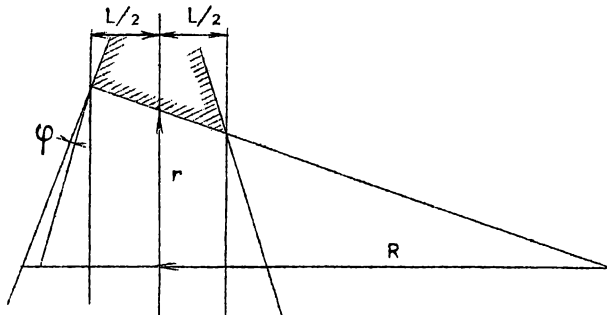


Fig. 57.

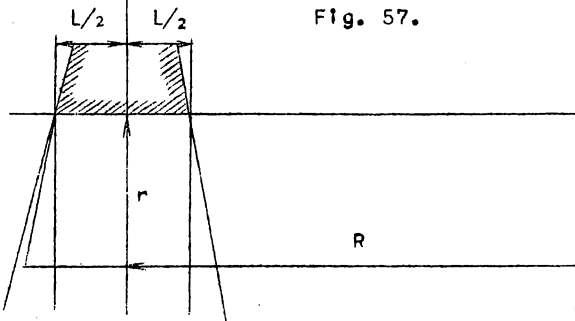


Fig. 58.

§5.- PONTS DECLIFS.

Dans les ponts bas en dos d'âne, les naissances sont généralement au même niveau. Les variations de hauteur de la vole influent peu si les tympan sont élévis (Pl. 51, fig. b; Pl. 53, fig. 2). Cependant, si le tablier est en dos d'âne, l'égalité des poussées permanentes sur les piles exige que l'ouverture des arches augmente en même temps que la flèche par rapport à la ligne horizontale commune des naissances. La disposition des naissances au même niveau est surtout nécessaire pour l'aspect et la stabilité si les arches sont multiples. Pour les arches uniques, il arrive que l'on établisse la ligne des naissances suivant la pente générale si elle est forte et si la portée est grande.

Dans les grands viaducs déclifs, il faut nécessairement établir les plans des naissances des différentes arches en grande disposition défavorable pour les piles.

En employant des douelles dissymétriques (faibles pentes), on peut établir la ligne des naissances suivant la pente générale. On évitera les fortes pentes sur les viaducs, à cause des sujétions précédentes et de l'importance des efforts de freinage.