

UNIVERSITÉ DE LIÈGE

---

*Cours de Constructions du Génie Civil*

---

N° 1

**LES MOYENS DE PARER  
AUX EFFETS DES AFFAISSEMENTS DES TERRAINS  
SUR LES CONSTRUCTIONS**

PAR

**F. CAMPUS**

Ingénieur A. I. Lg., A. I. Br. et A. I. M.  
Professeur à l'Université de Liège

---

---

Extrait de la *Revue Universelle des Mines*, n<sup>os</sup> du 1<sup>er</sup> et 15 Décembre 1929  
(8<sup>e</sup> série, t. II, n<sup>o</sup> 11)

---

---



LIÈGE

IMPRIMERIE H. VAILLANT-CARMANNE, 4, PLACE ST-MICHEL

1930

3043

# LES MOYENS DE PARER AUX EFFETS DES AFFAISSEMENTS DES TERRAINS SUR LES CONSTRUCTIONS <sup>(1)</sup>

par F. CAMPUS, Ingénieur A. I. Lg., A. I. Br. et A. I. M.,  
Professeur à l'Université de Liège.

I. La question peut-être envisagée d'une manière très large, car aucune construction n'est exempte d'affaissements. Le progrès de la précision des mesures des déformations des ouvrages a permis de déceler les affaissements élastiques des terrains rocheux sous l'effet des charges des constructions édifiées sur ces terrains. Les encastresments parfaits sont également illusoire, comme on l'a constaté sur le barrage d'essai de Stevenson-Creek en Amérique, ainsi que sur des ouvrages suisses. La méthode de la limitation des contraintes, plus ou moins sûrement calculées, s'est imposée dans la technique des constructions et a donné satisfaction dans l'ensemble. Mais l'étude scientifique et le perfectionnement technique ont montré de plus en plus l'intérêt de l'examen des déformations. Cette observation est générale, mais elle est essentielle pour l'étude des fondations en particulier. En effet, les actions à envisager sont celles qui naissent du contact de deux corps et sont déterminées par leurs déformations réciproques. La question est toutefois des plus complexes, même dans les cas théoriques à définitions simples. Les matériaux scientifiques accumulés au sujet de cette question n'ont guère été jusqu'à présent appropriés pour l'usage des ingénieurs praticiens. L'entreprise n'est pas aisée, comme on peut s'en rendre compte par la lecture de l'essai récent du prof. F. K. Th. Van Iterson. <sup>(2)</sup>

Aussi n'est-ce pas cette étude générale qui constitue l'objet de la présente note, mais celle des effets d'affaissements de terrains plus particuliers, indépendants des constructions, et dont les conséquences sur celles-ci sont de ce fait plus caractéristiques et plus intenses.

Le cas le plus typique est celui des affaissements du sol produits par l'exploitation houillère, auxquels la présente note se réfère plus spécialement, parce que ce sont ceux dont les effets sont les plus caractérisés. La majeure partie de ma carrière s'est passée dans des bassins houillers, j'ai eu à m'occuper de nombreuses conséquences d'affaissements et je puis ainsi étayer mes conceptions théoriques d'observations personnelles. Mais je ne voudrais cependant pas limiter la portée de mon étude à ce seul cas. D'autres présentent

des caractères de même nature, par exemple les affaissements dus à la dissolution de certains constituants du terrain (les gypses par exemple). On peut même envisager certains affaissements de caractère mixte, si je puis dire, c'est-à-dire qui dépendent dans une certaine mesure de la construction même, mais qui, par la nature du terrain, soit très inconsistant, soit fraîchement remblayé, peuvent prendre une importance exceptionnelle et avoir des conséquences aussi graves pour les constructions que celles résultant du déhouillement.

J'indiquerai plus loin d'une manière concrète comment les solutions que je propose, peuvent s'adapter aux divers cas. Je tenais seulement à signaler en introduction que, si ces dispositions conviennent particulièrement pour les affaissements d'origine minière, on peut cependant envisager toute une gamme de possibilités de tassements, qui fait que le constructeur pourra fréquemment, s'inspirer des dispositions décrites, dans la mesure correspondant aux circonstances prévisibles.

II. Au point de vue de l'ingénieur, un problème est suffisamment résolu lorsque les facteurs pratiques sont déterminés. Cela ne signifie pas qu'il se contente habituellement d'à peu près, mais qu'il travaille en vue d'un but immédiat et productif, non spéculatif. Nous justifions de la sorte la simplicité des formules dont nous ferons usage. Nous admettrons comme loi de répartition des efforts dans un joint de fondation la loi linéaire usuelle de la résistance des matériaux (flexion composée). Cette loi est inexacte et on ne peut même pas, pour une fondation ordinaire, la considérer comme donnant d'une manière satisfaisante la solution principale. Les écarts locaux peuvent être importants. Mais nous allons étudier les effets des affaissements sur ces fondations et ces effets sont tellement caractérisés et importants par rapport aux écarts précités que nous pouvons vraiment les négliger. D'ailleurs la théorie n'a en vue que la recherche d'une limite, que nous pouvons considérer comme réellement indépendante des écarts.

III. Le but de la présente note n'est pas d'apporter une contribution aux études sur les affaissements du sol produits par l'exploitation houillère. Un article très net sur l'état de la question a été publié en 1927 dans la *R. U. M.* par M. Léon Thiriart (1<sup>er</sup> et 15 juin 1927).

Il m'a fait concevoir que ce problème est également très ardu et, selon mon impression personnelle, résolu d'une manière encore sujette à caution.

<sup>(1)</sup> Conférence faite à la Section de Charleroi de l'A. I. Lg., le 21 février 1929.

<sup>(2)</sup> Résistance du terrain à la charge des constructions. Théorie des fondations. *De l'Ingénieur*, nos 38 et 39 de 1928.

*Bulletin de la Société des Ingénieurs civils de France*, mars-avril 1928.

Il importe seulement pour mon sujet de connaître les manifestations en surface du phénomène des affaissements. Je me réfère à ce propos à une étude de mon collègue M. Denoël, professeur du cours d'exploitation des mines à l'Université de Liège, établie à la demande de la Commission chargée d'étudier en 1925 le projet du canal Liège-Anvers et dont j'invoque ici l'autorité avec sa permission. Résumons la question comme suit :

Les affaissements consécutifs au déhouillement d'un chantier produisent à la longue une dépression en surface, ayant l'aspect d'une cuvette dont le fond correspond à la projection verticale du chantier et dont les talus se raccordent avec le terrain ferme aux extrémités des surfaces de cassure. L'étendue totale de la cuvette dépend de l'inclinaison des surfaces de cassure, donc de l'épaisseur et de la nature des morts-terrains. Sa profondeur dépend de l'épaisseur de la couche déhouillée et du coefficient de remblayage, pour lequel il faut tenir compte du foisonnement du toit. En toute hypothèse, ce ne sera qu'une fraction de l'épaisseur déhouillée. Toutefois, ce n'est pas cet élément qui nous intéresse particulièrement, mais bien l'inclinaison des talus, dont la moyenne est égale à  $\frac{f}{\Delta l}$ , c'est-à-dire est proportionnelle à la profondeur

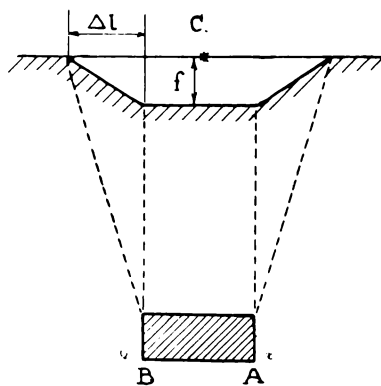


Fig. 1.

proportionnelle à l'élargissement en surface de la zone influencée (fig. 1). Les auteurs considèrent que ce talus est sensiblement parabolique. Si cela est, son inclinaison maximum peut atteindre à peu près le double de l'inclinaison moyenne. Ceci représente toute fois la situation finale, quelques années après la fin du déhouillement d'un chantier. Les effets de plusieurs chantiers se superposent géométriquement.

Mais le phénomène est progressif et il y a lieu d'envisager son évolution dans le temps. Elle dépend notamment de la marche de l'exploitation, l'ébranlement en surface progressant dans le même sens, avec un certain retard. Si donc un chantier progresse de A vers B, un point C en surface sera à un certain moment à la limite de la cuvette, puis sur le talus, puis sur le fond.

Si les effets de divers chantiers se superposent, le phénomène sera plus complexe encore et les profils instantanés réalisés peuvent être à brisures multiples. Toutefois ces allures compliquées ne paraissent probables que pendant les premières années qui suivent le déhouillement pendant lesquelles le

phénomène présente une vitesse maximum. (l'affaissement en cm par an est le plus grand) Cette période d'activité considérable est suivie d'une période encore assez longue d'affaissement décroissant, pendant laquelle la cuvette se déforme en restant semblable à elle-même, sauf influence perturbatrice d'une autre taille évidemment. Les effets sur les constructions sont les suivants :

Un édifice dans l'étendue duquel émerge la surface de cassure surplombe le talus. Le sol se dérobe donc sous une partie de la construction, que ce porte à faux tend à rompre au voisinage de la ligne de cassure. Si l'édifice est sur le talus, le phénomène présente une moindre gravité, sauf effets secondaires des différences d'inclinaison ; la construction s'incline légèrement mais présente moins de danger de rupture. En même temps elle s'affaisse et se déplace aussi dans le sens horizontal, tant par la rotation que par certains glissements qui accompagnent souvent les affaissements, et qui peuvent s'expliquer par les déformations internes du lambeau affaissé. Ils dépendent certainement de la nature des terrains de recouvrement et de leur pente de surface. Si l'édifice est sur le fond de la cuvette, il descend verticalement d'une manière uniforme et sans dommages graves, ceux-ci ne pouvant résulter que de déplacements relatifs, c'est-à-dire d'affaissements inégaux.

Seulement, il s'agit de nouveau dans l'énumération précédente de situations définitives ou instantanées. Il importe encore d'examiner la marche du phénomène

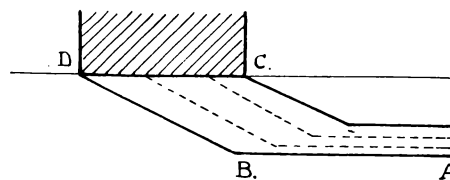


Fig. 2.

dans le temps. Dans le cas d'exploitation d'une veine en direction A B, un ouvrage établi à la surface en C D est abordé par la ligne de cassure à l'arête C. (fig. 2) Ensuite cette ligne progresse de C vers D sous la construction, le porte-à-faux va croissant jusqu'à ce que l'immeuble s'incline suivant le talus (après s'être éventuellement rompu auparavant). A ce moment, la situation la plus critique est passée et l'immeuble continue à s'affaisser, en se redressant s'il vient finalement à se trouver sur le fond de la cuvette.

En considérant une série de profils successifs de la cuvette, on peut tracer des éléments finis des trajectoires de C et D et se faire ainsi une idée des positions successives de l'immeuble. On se rend compte que la situation la plus dangereuse provient du porte-à-faux maximum qui puisse se produire dans le phénomène décrit, et dont je détermine plus loin la limite. On voit également que le phénomène

s'accompagne nécessairement de déplacements horizontaux légers et variables, provenant de rotations, auxquelles doivent s'ajouter, surtout près des limites, des glissements de déformation plastique du lambeau affaissé. Le fait que les situations les plus dangereuses correspondent en général à des « glissements » horizontaux conduit souvent les praticiens à attribuer à ceux-ci les désordres graves constatés dans les constructions. Certes, après rupture, ils peuvent élargir les fissures et ainsi aggraver les dégâts, mais il me semble cependant qu'on confondrait l'effet et la cause en considérant les glissements comme déterminants des désordres constatés. Leur vraie signification est plutôt celle d'indices de zones pouvant être très dangereuses.

La progression de la ligne de cassure sous un édifice de grande longueur CD, peu apte à résister à la flexion due au porte-à-faux, y détermine des ruptures successives, ce qui explique les fissures parallèles multiples relevées sur des constructions de ce genre.

M. Denoël envisage le cas où, pour ménager une construction importante édifiée en surface, l'exploitation serait entamée à l'aplomb du milieu et conduite symétriquement de part et d'autre. Dans ce cas, la partie centrale se trouverait initialement suspendue au dessus de la cuvette qui se forme progressivement sous elle. La section de rupture éventuelle serait au milieu. Je considère toutefois cette hypothèse comme assez théorique ou, plus exactement, accidentelle. Elle me paraît surtout possible dans les cas d'affaissements fortuits : excavation souterraine par dissolution ou affouillement par l'eau, tassement de remblai, etc., c'est-à-dire dans ces cas de tassements moins réguliers que ceux provenant du déhouillement, que j'ai appelés précédemment mixtes ou obéissant aux lois du hasard. Je fais rentrer aussi dans cette catégorie des manifestations accessoires des effets du déhouillement, tels les effondrements pouvant provenir du drainage des morts-terrains ou des mouvements de sables bouillants. Les conséquences de ces derniers peuvent être énormes s'ils sont étendus (Sondages de Brux en Bohême. Voir de Launay, Géologie appliquée à l'art de l'ingénieur); elles sont d'ailleurs imprévisibles.

Au point de vue de la constitution spéciale des ouvrages construits en surface, il n'y a donc pas lieu de prendre de dispositions plus étendues que celles qu'imposent les prévisions normales. Évidemment, des coefficients de sécurité largement conçus sont recommandables.

IV. Les effets des affaissements sur les constructions se comprennent aisément d'après ce qui précède. Théoriquement, les effets des translations tant verticales qu'horizontales sont nuls si elles sont uniformes. Les tassements inégaux entraînant des flexions sont principalement dangereux. Ils produisent des ruptures par flexion, non par effort tranchant comme on dit parfois. Les fissures obliques sont la conséquence des tensions principales de trac-

tion. Les ruptures se produisent par des fissures d'extension dans les constructions en maçonnerie non armée. Les ouvrages allongés sont ainsi tronçonnés par des fissures successives. Dans les parois des immeubles des lézardes se produisent, ayant un caractère plus multiforme et s'amorçant surtout dans les angles : angles des baies, coins des divers murs. Cela correspond au fait, que met si bien en lumière l'étude photo-élastique, (voir Technique Moderne n° 4 du 15 février 1928. Étude du professeur Coker de Londres) de la concentration des contraintes dans ces angles, qui sont toujours des amorces de lignes de rupture.

Ces manifestations sont assez bien connues. Il me paraît néanmoins intéressant de représenter les dégradations caractéristiques relevées sur un passage inférieur à quintuple tablier métallique, au km 19,721 de la grande ligne de Sarrebruck à Neunkirchen (ligne des express Paris-Berlin).

La figure 3 reproduit l'élévation des parements des deux culées. On y voit figurer les avatars successifs de l'ouvrage, progressivement élargi à 5 voies (profil des fondations) et exhaussé. L'affaissement avait été de 1,30 de 1907 à 1917 et de 1,65 de 1917 à 1920, recrudescence imputable peut-être à une exploitation intensive et brutale pendant la guerre. Un exhaussement de l'ouvrage avait été réalisé en 1917; on le voit figuré sur le dessin, de même que l'état de 1907. La partie supérieure représente l'exhaussement nouveau proposé en 1920, avec suppression d'une voie et construction d'un ouvrage voûté, solution qui ne fut pas approuvée pour les raisons qui seront exposées dans la suite.

L'essentiel est le relevé des fissures effectué en mars 1920. Certaines de ces fissures étaient larges de 10 cm. Des glissements ont été constatés. D'après leur inclinaison générale, l'exploitation semblait devoir être conduite de *b* vers *a*. Les fissures sont amorcées inférieurement aux angles de la fondation et se terminent aux environs des dés d'appui des tabliers et, de préférence, entre deux tabliers contigus. Ces constatations s'expliquent d'elles-mêmes, d'après les explications précédentes sur la marche du phénomène. De légers surplombs des culées semblaient s'être produits également.

Il est à remarquer que ces fissures ne compromettaient pas gravement la stabilité de l'ouvrage; l'inconvénient principal provenait de la modification du profil de la ligne, transformé en cuvette dans une section en rampe déjà notable, ce qui rendait très difficile l'exploitation de cette voie très active.

Un peu plus haut sur la même ligne, un petit passage inférieur voûté était à ce point lézardé qu'on avait dû l'étayer par de forts boisages et qu'il ne permettait plus que le passage des piétons. On le supprima et le remplaça provisoirement par un passage à niveau. Ces ouvrages se trouvaient, paraît-il, au voisinage de piliers d'esponte.

Les dégâts les plus graves se constatent sur les ouvrages très étendus en surface, monolithiques ou sans joints, non armés et surtout voûtés. On sait

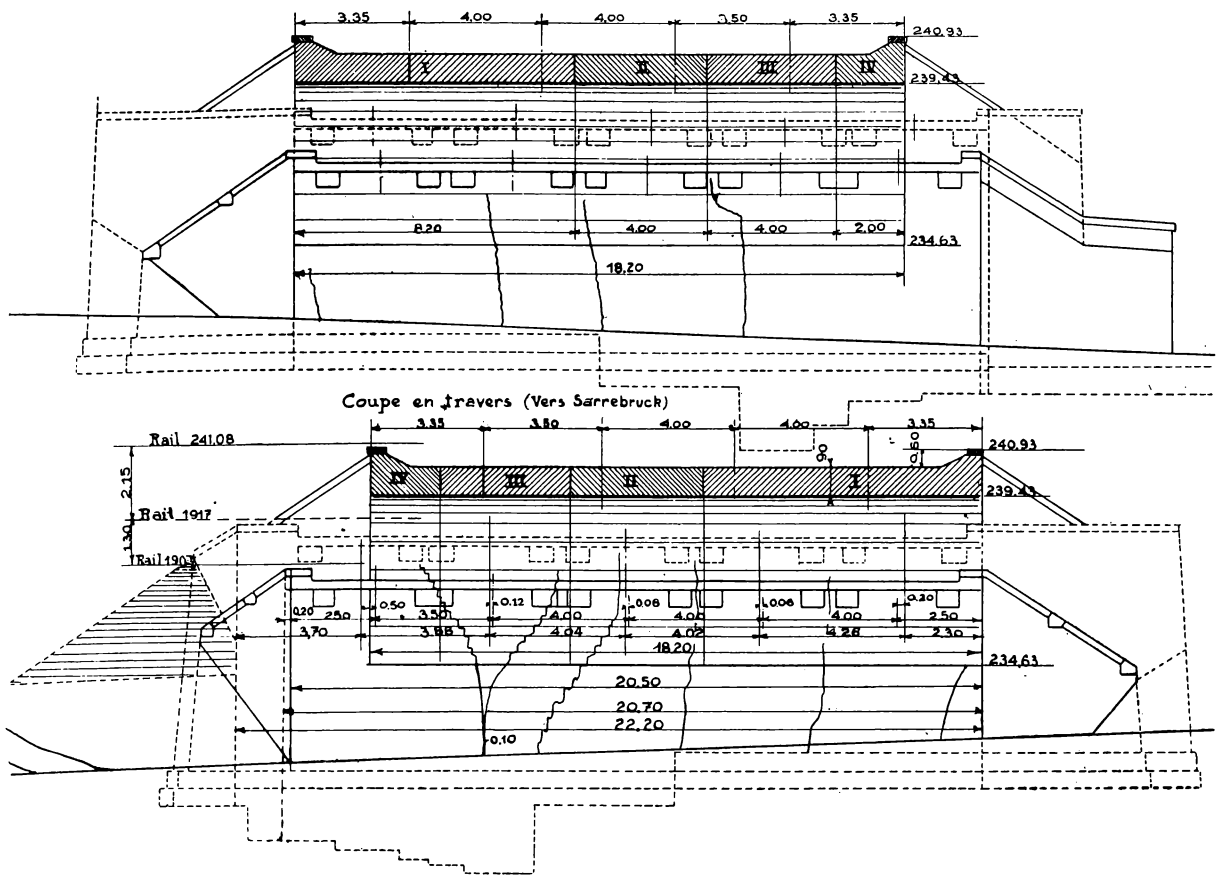


Fig. 3. — Coupe en travers.

que les voûtes inarticulées sont très sensibles aux déplacements relatifs. Il en est de même des radiers plans de grande surface. C'est ainsi que les anciens réservoirs du service des eaux de la ville de Liège, situés à Ans, que j'ai pu visiter en 1927, ont le radier plan en maçonnerie et les voûtes couvrées de réparations de lézardes. Cependant, les tassements ne seraient que de l'ordre de 2 cm par an actuellement. Les réfections sont incessantes, les lézardes se reproduisant constamment et compromettant l'étanchéité des réservoirs. L'humectation des terrains n'est pas sans inconvénients en cet endroit, car on se trouve à flanc d'un coteau assez déclif de limon argileux.

V. Comme conséquence rationnelle de cet exposé, je considère que les moyens essentiels de parer aux effets des affaissements houillers sont la subdivision de la construction par des joints et la constitution adéquate des divers tronçons, en vue de leur permettre de résister individuellement sans rupture aux affaissements.

La première condition est indispensable pour la réalisation pratique de la seconde lorsque la construction est étendue suivant une ou deux dimensions.

Permettre à une construction longue de résister par sa rigidité à un porte-à-faux très important est peut être parfois techniquement possible, pas toujours cependant. Mais ce sera toujours très coûteux

et, en général, prohibitif. Au contraire, la subdivision, même en un nombre modéré d'éléments, permet de réduire les dimensions en plan, et donc les limites de porte-à-faux, de telle manière qu'il devient possible que ces tronçons résistent aux flexions sans ou presque sans exiger de renforcements spéciaux.

Ces deux principes suggèrent par leur énoncé leurs avantages principaux. Celui de la subdivision est essentiel, mais il est utile et simple de la compléter par le second. Observons que la sécurité est accrue à tous points de vue, notamment celui de l'exploitation. Les divers éléments peuvent éventuellement être mis hors service et réparés séparément, sans interrompre totalement la fonction de l'ouvrage. Enfin les réparations se trouvent notablement facilitées et on peut même envisager, ce que permettrait difficilement une disposition sans divisions, un relèvement des divers éléments d'un ouvrage étendu, au fur et à mesure de la réalisation des affaissements.

VI. Donnons quelques exemples d'application du premier principe, celui de subdivision.

Le passage inférieur précité de la ligne de Sarrebruck à Neunkirchen a été reconstruit en 1925 comme l'indiquent les figures 4 et 5.

L'ancien ouvrage a été démoli et un nouvel ouvrage a été établi à proximité, sur un terrain un peu plus élevé, moyennant un détournement de la route.

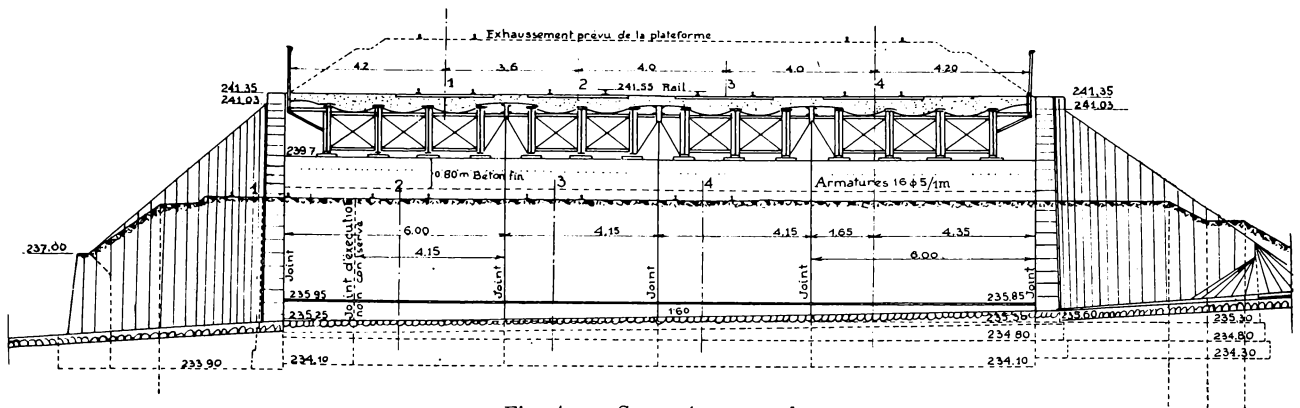


Fig. 4. — Coupe transversale.

L'ouvrage comporte quatre tabliers métalliques séparés, à couverture étanche et portant une plateforme continue de ballast. Les culées sont divisées en quatre tronçons par des joints d'exécution. Les murs en aile sont de même séparés des culées par des joints. Ces joints sont réalisés par une simple feuille de carton goudronné, ou un badigeon de goudron ou même d'argile. Le tablier est assez large et fort pour permettre un exhaussement ultérieur d'environ 2,00 m par remblaiement, d'après les prévisions faites sur la limite des affaissements probables.

Le tablier était d'emblée posé à un niveau tel que la ligne présentât un dos d'âne par rapport au profil normal, en vue de réduire l'exhaussement ultérieur prévu. L'exécution fut faite naturellement sans arrêter l'exploitation, ce que la subdivision de l'ouvrage favorisa, tout en exigeant un programme d'exécution très complexe, par suite de l'activité intense de la ligne en question.

La solution proposée d'une voûte, également fragmentée en quatre tronçons et d'ailleurs établie sur des culées reconstruites, ne fut pas adoptée malgré l'avantage qu'elle présentait de se prêter plus facilement à un exhaussement ultérieur par remblai. On avait des craintes très vives de dislocation d'une pareille voûte, par suite de l'importance

des dégradations constatées à l'ouvrage ancien et des constatations encore plus graves faites sur la voûte voisine, de très faible portée cependant. On aurait pu articuler cette voûte, mais vu l'intensité des affaissements relevés dans les dernières années et l'importance de ceux que l'on devait encore prévoir, cette précaution paraissait insuffisante pour une voûte de petite portée, où les déplacements relatifs pouvaient être très importants et conduire à des ruptures; d'autant plus que la hauteur de remblai était faible, que les charges mobiles jouaient donc un rôle important et que des surplombs des culées avaient déjà été constatés. D'ailleurs, tout le terrain immédiatement voisin de l'ouvrage était couvert d'immeubles évacués et effondrés, présentant le caractère d'une vraie région dévastée.

Vu l'importance de la ligne et l'obligation de tout subordonner à la sécurité et à la facilité de l'exploitation, la solution exceptionnelle d'un tablier métallique à remblayer progressivement sur une hauteur d'ailleurs modérée s'imposait. La figure 5 donne l'élévation de l'ouvrage, qui s'est bien comporté depuis sa reconstruction.

Sur la nouvelle ligne de Fexhe à Kinkempois, la Société Nationale des chemins de fer belges construit plusieurs passages inférieurs en maçonnerie,

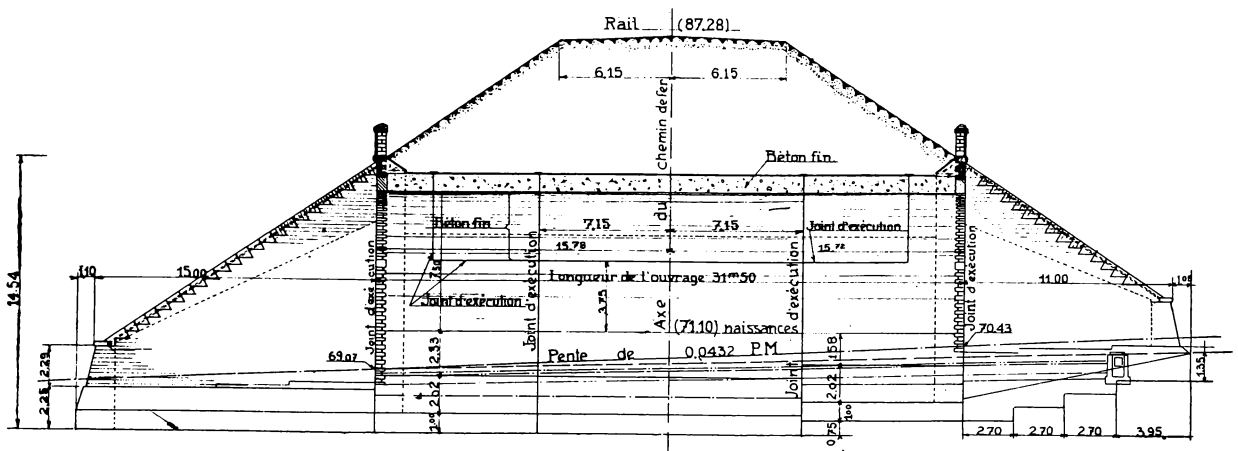


Fig. 6. — Coupe longitudinale.

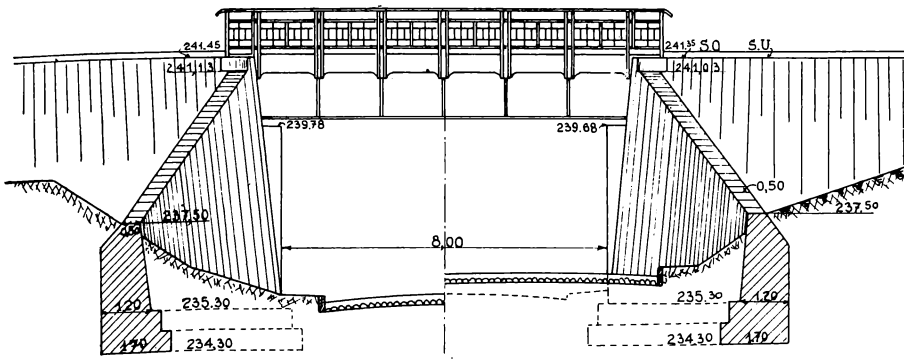


Fig. 5. — Elévation.

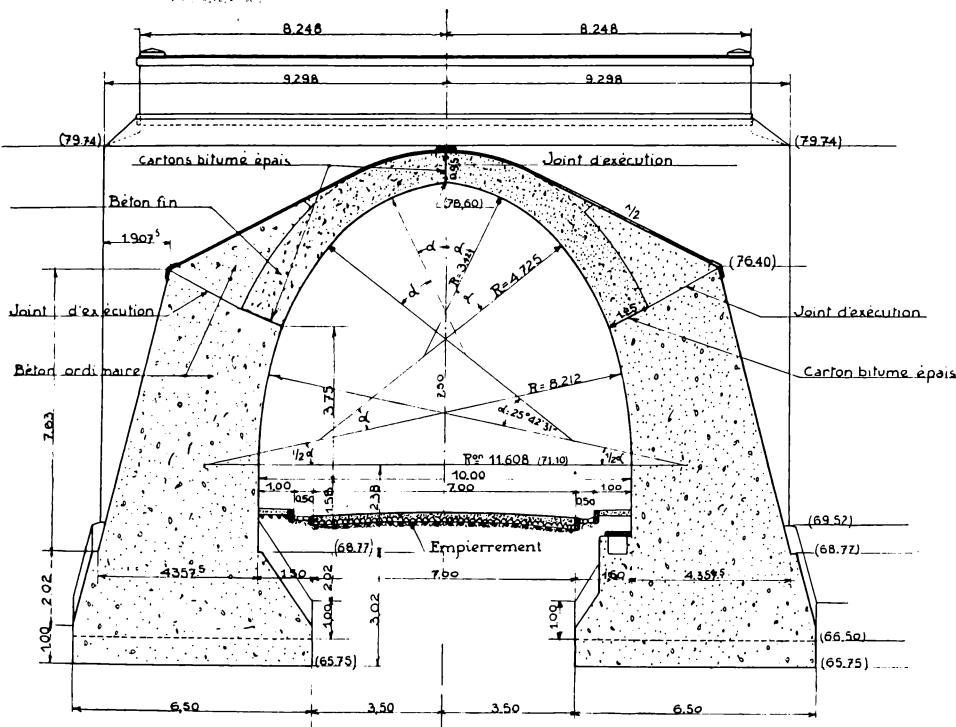


Fig. 7. — Coupe transversale.

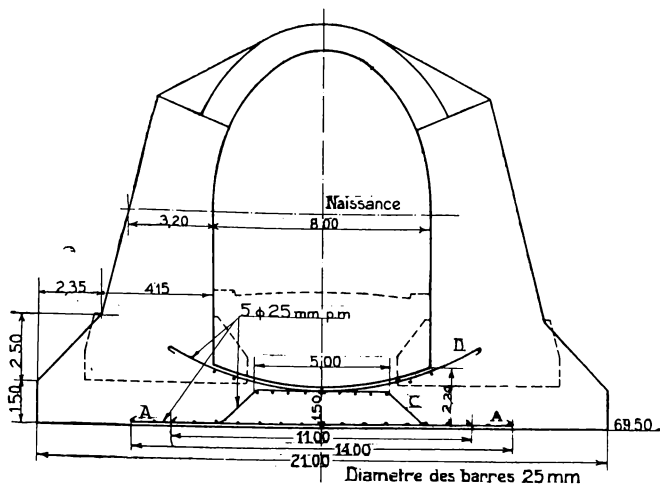


Fig. 8. — Coupe transversale.

notamment sur le territoire de Sclessin, dans une région où les affaissements sont assez modérés et probablement inférieurs à 2 mètres. Ce sont, comme le montrent les figures 6. 7 et 8, des ouvrages voûtés sous haut remblai, tronçonnés en trois ou quatre sections, ainsi qu'à la jonction avec les murs en ailes (fig. 6). De plus, les voûtes elles mêmes sont tronçonnées par des joints de carton bitumé à la clef et aux reins, ce qui constitue une triple articulation très imparfaite (fig. 7). Un de ces ouvrages, fondé sur un terrain peu consistant (limon présentant un enfoncement de 3 mm sous un poinçon de 7×7 chargé de 2,50 kg/cm<sup>2</sup>), a été établi sur radier général, tronçonné d'ailleurs suivant les mêmes joints transversaux que l'ouvrage, mais sans joint longitudinal. Ces ouvrages sont en béton partiellement armé. (1)

Au canal du Rhin à Herne, les écluses en béton ont reçu des têtes séparées; les bajoyers sont indépendants et séparés du radier, qui n'est qu'un revêtement mince et perforé pour éviter les sous-pressions (Voir H. Engels, Handbuch des Wasserbaues. tome II)

Les bajoyers ont été divisés en 5 tronçons d'environ 32 m, séparés par des joints de 1 cm, obturés au moyen de plaques de plomb de 3 mm d'épaisseur et de 200 mm de largeur, enduites de bitume. En arrière de ces plaques, un élargissement du joint forme drain pour recueillir et écouler les suintements éventuels. Les bajoyers du sas et des têtes ont reçu un fruit de 30/1 pour permettre un déversement vers l'intérieur sans surplomb et sans rétrécissement.

(1) Je dois ces renseignements à l'obligeance de M. l'Inspecteur technique principal Leclercq.

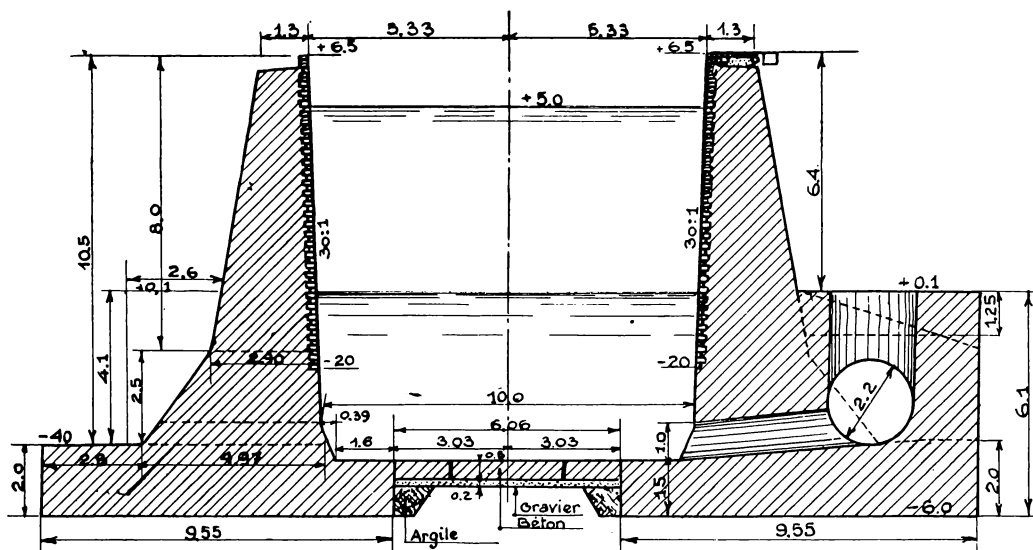
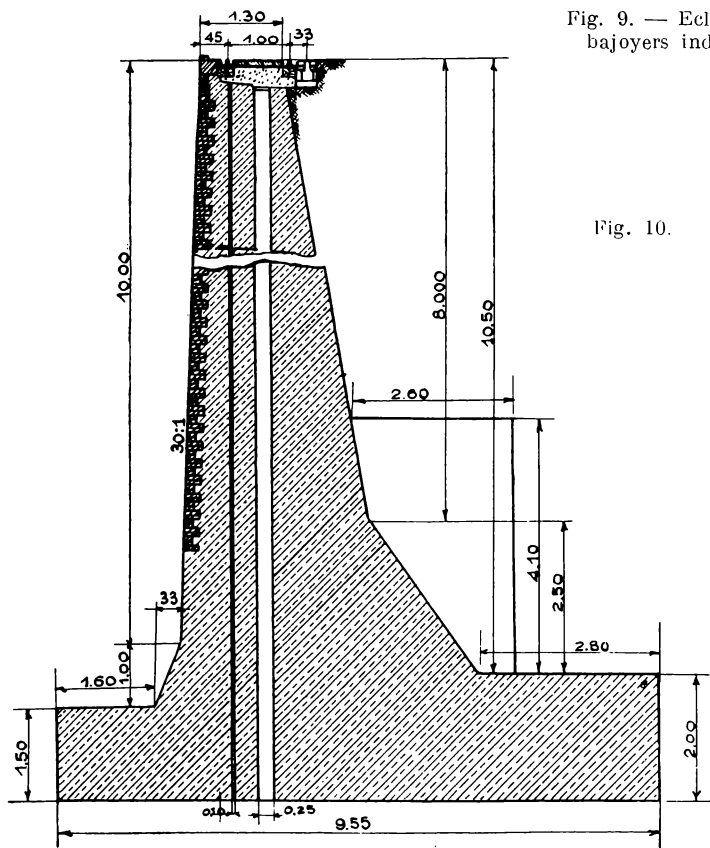


Fig. 9. — Ecluse en béton du canal Rhin-Herne (à bajoyers indépendants). Coupe transversale du sas.



Vue en plan.

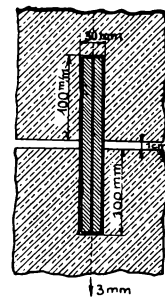
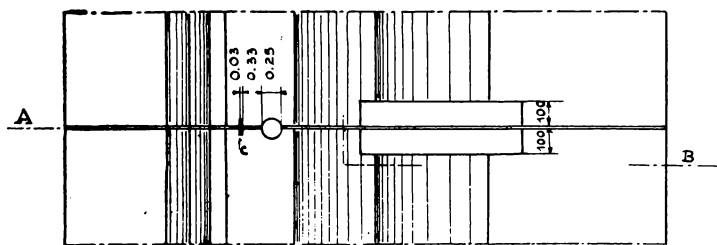


Fig. 11. — Etanchement du joint. (Coupe horizontale).

Fig. 10.

du sas. Les figures 9, 10 et 11 indiquent quelques coupes et détails; on voit notamment à droite de la figure 9 des amorces de raccordement aux bassins d'épargne à établir ultérieurement, lorsque les affaissements auront compromis l'alimentation du canal.

Pour parer aux inconvénients déjà cités que présentent ses anciens réservoirs, le Service des Eaux de la ville de Liège a fait édifier à proximité un nouveau groupe d'une capacité totale de 3500 m<sup>3</sup>.

A la suite d'un concours, un projet comportant 8 cuves cylindriques en béton armé, jumelées par groupes de 2 et commandées par une chambre centrale, a été adopté. Les figures 12 et 13 donnent le plan et une 1/2 coupe générale. Des détails concernant l'application du 2<sup>e</sup> principe, faite à chaque cuve seront donnés ultérieurement. Les cuves et la chambre des vannes sont réunies par des conduites à joints flexibles Gibault.

Enfin, la gare de Lens, détruite pendant la guerre, a été reconstruite en béton armé. Le terrain s'y affaisse en moyenne de 10 cm par an. Le bâtiment sans étages a été divisé en 11 compartiments indépendants, dont les intervalles,



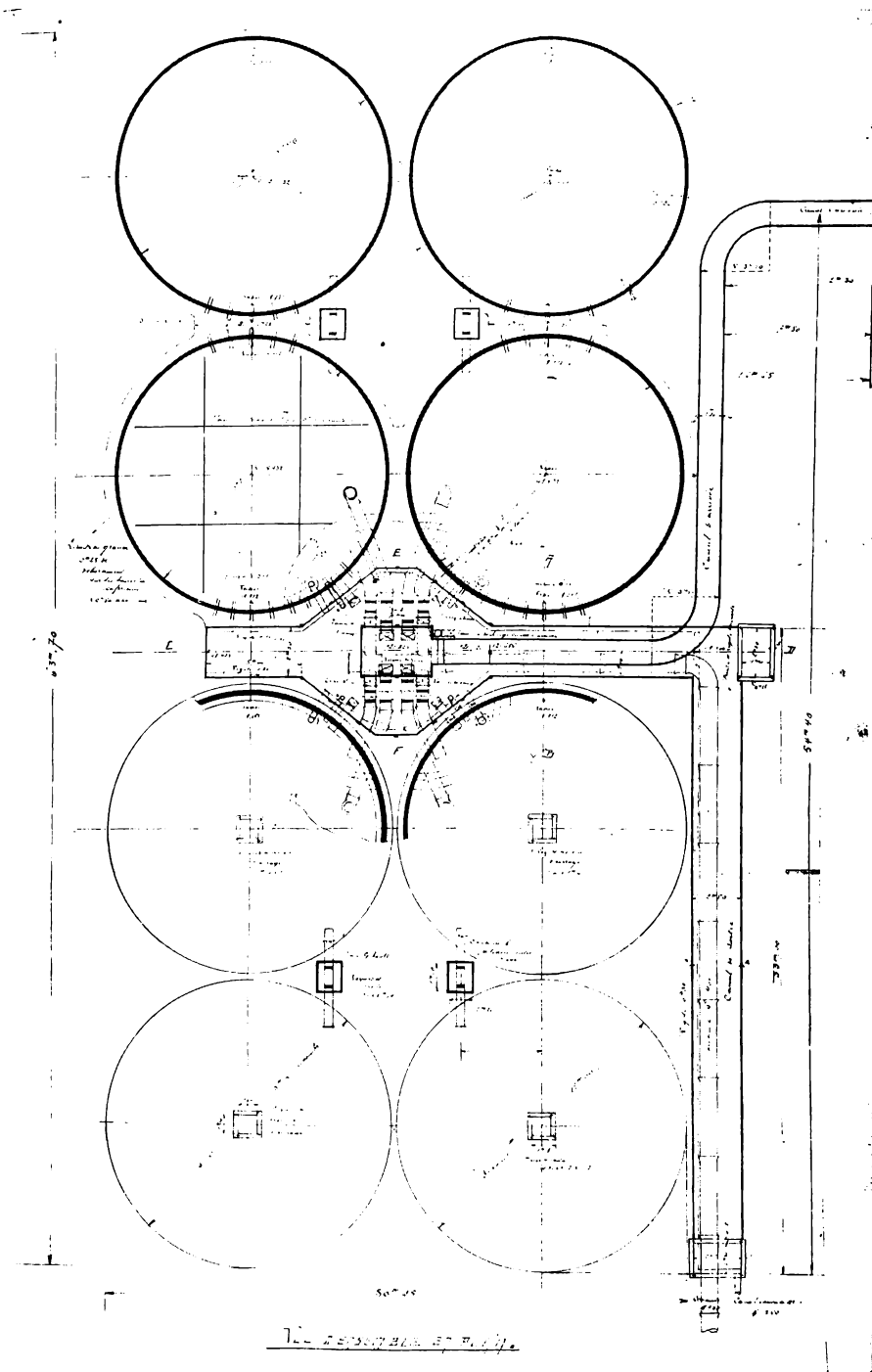


Fig. 12

sous pression d'eau. Nous avons donc ici un exemple caractéristique de ce que permet la subdivision des constructions. Le bâtiment est intéressant encore à d'autres points de vue, je ne puis que renvoyer à la description qu'en donne le *Génie Civil* du 28 avril 1928 (9 figures) Les figures 14, 15 et 16 (extraites du *Génie Civil*) indiquent les principales dispositions.

Ce principe de la subdivision est même applicable aux constructions qui doivent rester continues, par exemple les conduites d'eau ou d'égouts. La propriété qu'on leur donne est la souplesse, c'est-à-dire qu'on les constitue de tronçons à joints mobiles ou élastiques. Ces joints doivent d'ailleurs être étanches. Dans le bassin houiller entre Chokier et Liège, le problème des égouts acquiert une importance capitale du fait des affaissements qui aggravent les effets des inondations. On y emploie des conduites en béton armé très rigides, en tronçons de 3m, assemblés par des manchons laissant subsister un vide assez spacieux que l'on remplit de matière bitumineuse, plastique et étanche (voir figure 17) (1). Ces joints permettent des rotations relatives et donnent satis-

cachés par des masques spéciaux, permettent une certaine liberté réciproque. Chaque bloc est fondé sur un radier général en béton armé, formé d'une voûte renversée raidie par de fortes poutres Vierendeel placées sous le plancher. Le vide entre le plancher et la voûte renversée est accessible, il permet de disposer sous les angles des compartiments, pour les relever, des vérins hydrauliques de 50 à 100 tonnes, suivant les besoins. Après relèvement, on remblaye sous le radier au moyen de sable injecté

faction. Les matières plastiques d'étanchement feront l'objet de quelques remarques ultérieures,

VII. Le second principe consiste à donner aux éléments, éventuellement des subdivisions de l'ouvrage, les dimensions requises pour résister sans dommages aux flexions possibles sous l'effet des affaissements. Dans le cas de tronçons très petits

(1) Je dois ces renseignements à l'obligeance de M. Biefnot, directeur honoraire des travaux de Seraing.

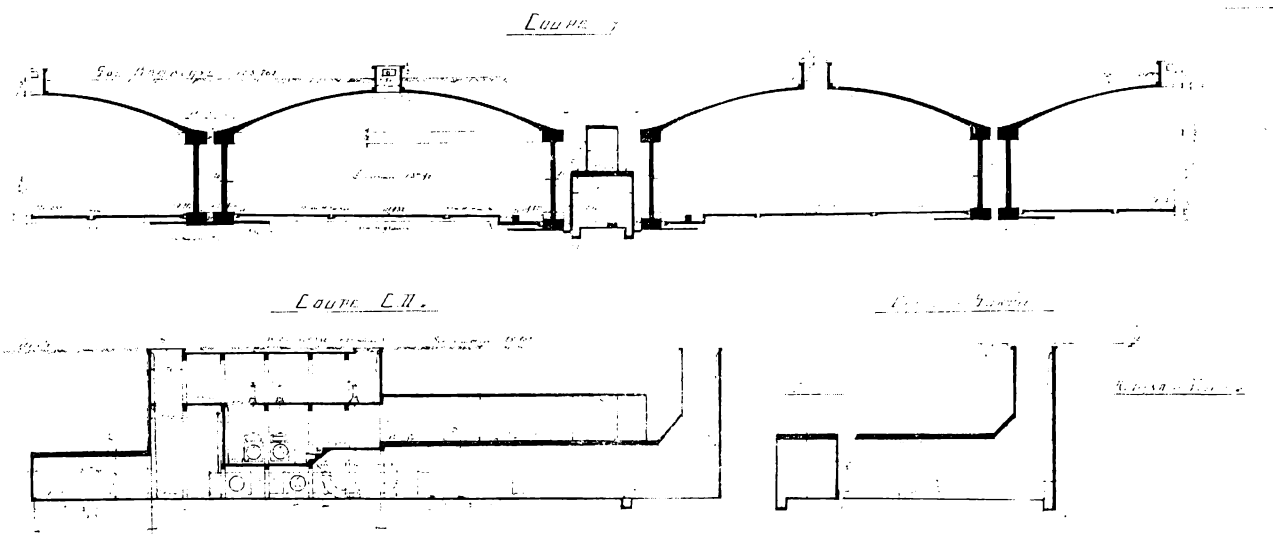


Fig. 13.

et massifs, tels que ceux des culées du passage inférieur de la ligne de Sarrebruck à Neunkirchen, il est apparent que les affaissements ne pourront rompre ces blocs de surface très faible; ils joueront simplement les uns par rapport aux autres. A simple titre de précaution purement impressive, une légère armature répartitrice a été disposée sous les dés d'appui des tabliers.

Pour des constructions en béton armé telles que les réservoirs d'Ans ou la gare de Lens, il faut se préoccuper, à cause de leur étendue horizontale déjà assez considérable, de vérifier si les dimensions ou dispositions en section transversale permettent de résister sans danger de rupture à la flexion maximum possible, ou de leur donner des dimensions et formes adéquates. Le premier problème qui se pose consiste donc à rechercher, pour une construction donnée, quel est le porte-à-faux maximum.

fondation comme uniformément répartie et égale à  $p = \frac{P}{bh}$ , sous la seule réserve faite au § II.

Lorsque le porte-à-faux a atteint une valeur  $x$ , la base est réduite à  $b(h - x) = bh'$ , mais en outre la résultante  $P$  n'agit plus au centre de gravité de cette section, elle est excentrée par rapport à celui-ci de  $\frac{x}{2}$ . Il en résulte que la pression n'est plus uniforme, mais devient maximum au bord de la cuvette et égale à

$$p_x = \frac{P}{bh'} + \frac{3Px}{bh'^2} = \frac{P}{bh'} \left( 1 + \frac{3x}{h'} \right)$$

Elle est minimum à l'arête  $b$  et égale à

$$p_b = \frac{P}{bh'} \left( 1 - \frac{3x}{h'} \right)$$

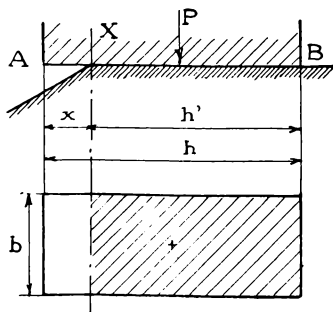


Fig. 18.

Examinons pour cela les diverses phases du phénomène de progression du bord de la cuvette sous la construction. Nous supposons, pour simplifier, que son plan soit rectangulaire et que le bord de la cuvette soit parallèle aux petits côtés. Initialement, la charge étant supposée symétrique et la construction rigide, nous pouvons considérer la pression sur le sol de

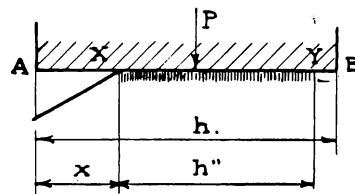


Fig. 19.

Ces deux pressions sont positives tant que  $1 - \frac{3x}{h'} > 0$ , ce qui exige  $x < \frac{h}{4}$ .

D'une manière plus générale, cela revient à dire que le porte-à-faux  $x$  est assez faible pour que le point d'action de  $P$  reste dans l'intérieur du noyau central de la section  $bh'$ . Lorsque  $x = \frac{h}{4}$ , on a

$p_x = \frac{2P}{bh'} = \frac{8P}{3bh}$  et  $p_b = 0$ . Lorsque  $x$  dépasse cette limite,  $p_b$  devient négatif, c'est à dire que la cons-

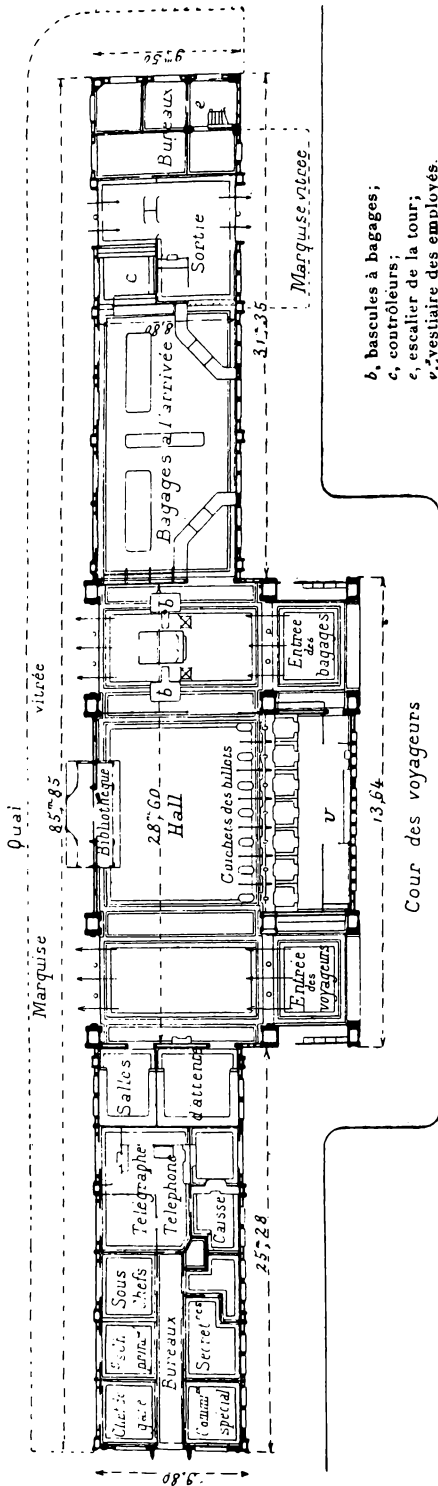


Fig. 14. — Plan d'ensemble du bâtiment des voyageurs de la nouvelle gare de Lens.

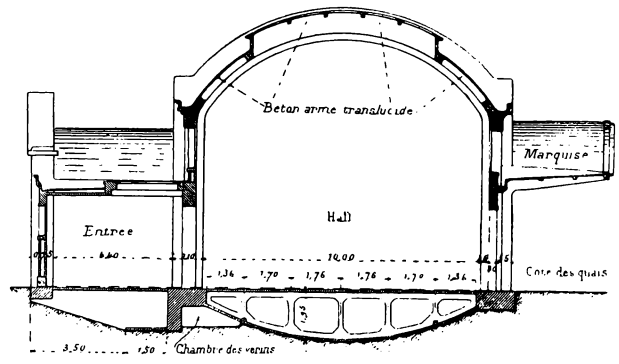


Fig. 15. — Coupe transversale sur le hall.

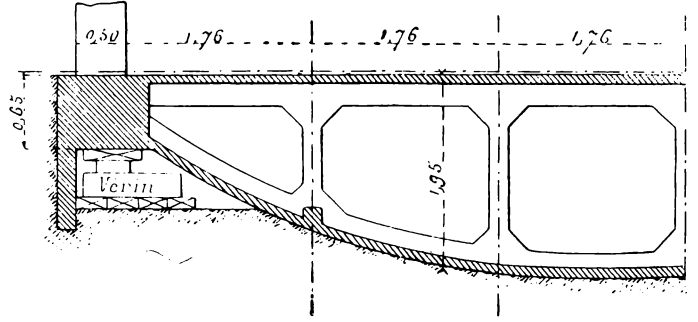


Fig. 16. — Demi-coupe du radier en béton armé, montrant la disposition d'un vérin

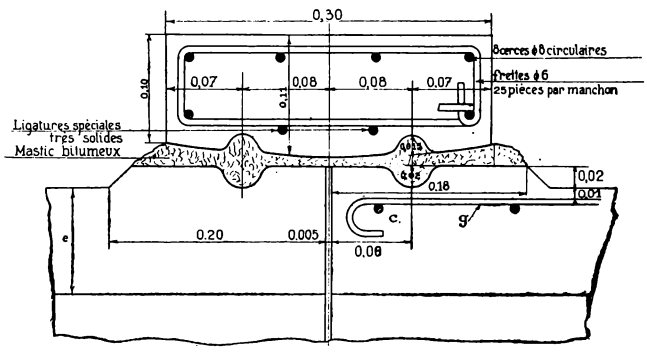


Fig. 17. — Assemblage par manchon de tuyaux de conduite en béton armé.

truction perd le contact avec le sol en B, du fait de l'inclinaison élastique du joint de fondation résultant de l'inégale répartition des pressions. A partir de cet instant, la largeur active devient  $h'' = 3 \left( \frac{h}{2} - x \right)$  et  $p_x = \frac{2P}{3b \left( \frac{h}{2} - x \right)} = \frac{4P}{3b(h-2x)}$  tandis que  $p_y = 0$ .

Les pressions maxima commencent à croître très rapidement, on dépasse la limite en deçà de laquelle on peut considérer les déformations du terrain comme sensiblement proportionnelles à la charge; les tassements croissent avec le temps et montrent que l'on atteint une période de déformation plastique; on se rapproche de la limite pratique de résistance du terrain R.

Si nous conservons les formules précédentes, la limite supérieure de  $x$  serait déterminée par l'équation :

$$R = \frac{4P}{3b(h-2x)},$$

$$\text{d'où : } x = \frac{3bhR - 4P}{6bR} = \frac{h}{2} - \frac{2P}{3bR}$$

Mais, cette formule n'est pas satisfaisante car, lorsque  $p$  atteint le valeur  $R$  et même avant, les déformations deviennent plastiques et se propagent latéralement, les pressions tendent à s'uniformiser et on doit considérer que la limite véritable correspond à une zone centrale symétrique d'appui,  $h''' = h - 2x$ , telle que :

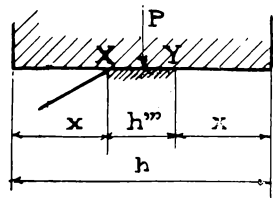


Fig. 20.

En termes plus généraux : la limite des porte-à-faux correspond à une surface de contact réduite entre la construction et l'ouvrage telle que la pression  $y$  atteigne uniformément la limite pratique de résistance du terrain.

Il n'est pas possible, en effet, que le contact s'effectue suivant une surface plus petite. (1)

L'analyse précédente n'est qu'un cas simple, destiné à simplifier l'exposé sans nuire à la rigueur des principes.

Pour fixer les idées au sujet de l'ordre de grandeur, si  $R = \frac{5P}{bh}$

par la 1<sup>re</sup> formule :  $x = \frac{h}{2} - \frac{2h}{15} = \frac{11}{30}h = 0,366h$

par la 2<sup>me</sup> formule :  $x = \frac{h}{2} - \frac{h}{10} = 0,40h$ .

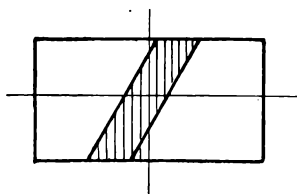


Fig. 21.

Evidemment  $0,50h$  est une limite irréalisable de  $x$ , car elle correspondrait à  $R = \infty$ . Théoriquement, on pourrait envisager une surface d'assise de contour quelconque. Mais pratiquement et comme les constructions sont subdivisées, les plans à envisager sont simples : rectangulaires, carrés ou circulaires le plus généralement. Les exemples du § VI en donnent la preuve. Seulement, on ne connaît pas a priori la direction de la ligne de cassure et elle peut s'orienter d'une manière quelconque par rapport à la section. Le porte-à-faux maximum se détermine pour toute orientation de la ligne de cassure d'après le même principe que ci-dessus. Mais on constate la nécessité d'envisager diverses hypothèses, par exemple pour une section rectangulaire, la flexion suivant les 2 médianes et suivant la diagonale.

Pour le carré, il y a déjà une simplification, les 2 directions médianes étant identiques. Pour la section circulaire, l'orientation de la ligne de cassure

est indifférente et il n'y a qu'un seul porte-à-faux à déterminer. Lorsque la surface d'appui finale est assez étroite, on peut écrire très approximativement.

$$x = r - \frac{P}{4rR} \quad (\text{voir fig. 22})$$

En conclusion, pour une construction d'un plan déterminé, il faudra rechercher les porte-à-faux maxima correspondant à diverses orientations caractéristiques possibles de la ligne de cassure, d'après la forme du plan, le dispositif de construction et les renseignements que l'on pourrait avoir sur l'allure probable des affaissements, renseignements généralement sujets à caution d'ailleurs.

Pour chaque cas, le porte-à-faux maximum correspond à la surface d'appui minimum, qui est telle que son aire soit égale au poids de la construction divisé par le taux d'écrasement pratique du terrain, que son centre de gravité soit sur l'alignement de la résultante du poids de la construction et qu'elle soit limitée en travers du plan par 2 droites parallèles à la ligne de cassure. L'application de ce principe ne présente guère de difficultés, le résultat donne toute sécurité et est bien supérieur à celui que l'on obtient en fixant arbitrairement un certain porte-à-faux, selon la pratique courante. L'alignement de la résultante peut être éventuellement excentré par rapport au centre de gravité du plan total. (culée de pont, mur de soutènement, etc.) Toutefois ce cas est un peu plus délicat, en ce sens qu'il faut vérifier si les affaissements ne peuvent produire un déplacement de l'alignement de la résultante ; ce qui oblige à rechercher les déformations relatives des diverses parties de la construction. C'est un cas d'espèce au sujet duquel je ne crois pas qu'il y ait lieu de faire d'autres observations générales.

VIII. Le cas de la cuvette se creusant sous le centre de la construction peut se résoudre directement, par analogie avec ce qui a été exposé dans le § précédent.

La portée maximum, pour une direction déterminée de ligne de cassure, correspond à une surface de rupture de contact limitée à deux parallèles à la direction de cassure, dont l'éendue est égale à la surface totale diminuée du quotient du poids total par la résistance d'écrasement pratique du terrain.

Ainsi dans le cas simple de la section rectangulaire et des lignes de cassures parallèles aux petits côtés,

$$l = 2x = h - \frac{P}{bR} \quad (\text{voir fig. 23})$$

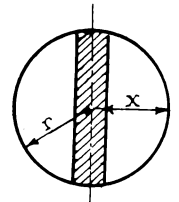


Fig. 22.

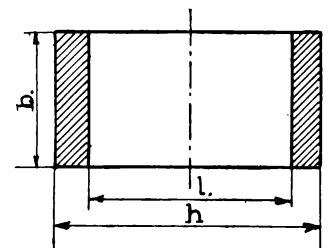


Fig. 23.

(1) Ce principe est tout à fait analogue à celui de l'articulation Freyssinet, des ponts en béton.

Il en résulte que, toutes choses égales d'ailleurs, ce cas est sensiblement aussi dangereux que celui du porte-à-faux.

Par exemple, dans le cas envisagé du plan rectangulaire, si  $\pi$  est la charge uniformément répartie par mètre courant, le moment fléchissant maximum dans le cas du porte-à-faux se produit à l'encastrement et vaut  $M = \frac{\pi x^2}{2}$ . Dans le cas de la poutre, le moment maximum au milieu vaut

$$M' = \frac{\pi l^2}{8} = \frac{\pi x^2}{2}$$

IX. On peut faire une objection aux considérations précédentes. Si l'on envisage une ligne de cassure en X sous un édifice A B, le terrain ne s'effondre pas en général, mais présente simplement une pente suivant XX' par rapport à la situation antérieure à tout affaissement. (fig 24).

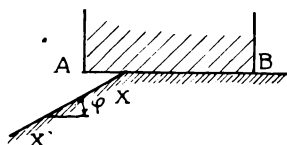


Fig. 24.

Or, la partie en porte-à-faux AX va s'infléchir et XA ne restera pas horizontal, mais présentera également une pente  $\phi'$  par rapport à la situation antérieure à tout affaissement. Si  $\phi' < \phi$ , le contact est rompu. Mais si  $\phi' \geq \phi$ , la construction restera en contact avec le terrain. En principe cela est vrai, mais si  $\phi = \phi'$ , il y a bien contact théoriquement, mais il n'y a évidemment aucune réaction de contact. Si  $\phi' > \phi$ , il y a contact et également pression, en raison de  $(\phi' - \phi)$ , mais qui n'atteint sa pleine valeur initiale que lorsque  $\phi' - \phi = \phi'$ , c'est-à-dire  $\phi = 0$ . En d'autres termes, je rappelle le principe exprimé au § 1 que les réactions dans les joints de fondation sont déterminées par les déformations relatives des corps en contact. Initialement, les pressions dans le plan AX sont telles qu'elles annulent complètement la rotation  $\phi'$  que ce plan effectuerait si ces pressions n'existaient pas. Si le terrain tourne de  $\phi$  par suite de circonstances étrangères au contact, la rotation empêchée de AX devient  $(\phi' - \phi)$  et la pression diminue d'autant plus que  $\phi' - \phi$  est plus petit. Finalement, elle s'annule dès que  $\phi = \phi'$ .

Donc, à supposer que l'inclinaison des talus des cuvettes d'affaissement soit assez faible pour que, après flexion, les constructions restent en contact avec le terrain, il n'en est pas moins vrai que la flexion s'est produite, dans une mesure qui pourrait simplement être atténuée. Mais le fait que la construction resterait en contact avec le terrain ne signifierait donc nullement que l'affaissement serait sans conséquence sur les contraintes internes de la construction.

En réalité, on doit considérer que  $\phi$  est toujours plus grand que  $\phi'$ . En effet, les constructions

destinées à résister aux affaissements sont toujours rendues très rigides et, dans les conditions pratiques de contrainte, leurs inclinaisons ne dépassent pas un nombre modéré de millièmes. Or, les inclinaisons moyennes des talus des cuvettes d'affaissement dépassent généralement plusieurs millièmes. Ainsi, le fruit de 30/1 des bajoyers du canal Rhin-Herne montre que l'on envisage des dévers pouvant dépasser 33 millièmes. En fait, une simple promenade dans des régions déhouillées permet de se rendre compte que les inclinaisons peuvent même dépasser ce taux. D'ailleurs nous avons déjà fait observer que si le talus est parabolique, la pente à l'émergence de la ligne de cassure atteint près du double de la pente moyenne.

Donc, il serait imprudent d'admettre que  $\phi'$  pût être plus grand que  $\phi$  et la flexion des constructions ne modifie pas les limites déterminées dans les § VII et VIII.

X. Connaissant les limites de porte-à-faux, on peut calculer les moments fléchissants. Comment rendre les constructions aptes à y résister ? La solution la plus communément employée est le radier général, or elle ne convient généralement pas du tout. En effet, un radier est relativement mince par rapport à son étendue ; il est donc peu résistant et peu rigide. Pour lui conférer la résistance voulue, il faut lui donner des épaisseurs inaccoutumées et une armature très forte. La construction devient très lourde, très coûteuse et le résultat reste toujours peu sûr.

Il faut se servir des éléments en élévation comme poutres de rigidité. Un exemple expliquera aisément ce principe. Soit un ouvrage rectangulaire comportant quatre parois extérieures et deux parois de refend.

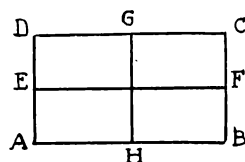




Fig. 25.

(fig. 25) En élévation, les parois AB, CD, AD, BC, EF et GH seront construites comme des poutres rigides capables de résister aux moments fléchissants calculés. Toutes les charges de la construction se reporteront sur ces poutres. Les

poutres internes et même externes peuvent d'ailleurs être ajourées si les accès l'exigent ; on peut les trianguler ou les composer d'arcades rigides.

Si la construction a un radier continu, il peut participer à la flexion, la section résistante a alors la forme d'un  ou d'un  s'il y a une paroi de refend.

S'il y a un toit outre le radier, la section résistante devient un profil en caisson, cloisonné si la largeur est grande par rapport à la hauteur.

Bref, on voit que de nombreuses dispositions sont possibles et qu'un ingénieur habile n'aura aucune peine à trouver une solution avantageuse. On se rend compte en outre de l'avantage général des constructions en charpente métallique ou en béton armé,

dont les parois en élévation réaliseront très souvent sans modification, ou moyennant de très légères précautions, la résistance et la rigidité voulues.

XI. Mais ces dispositifs permettent de perfectionner encore la solution, en réduisant la limite des porte-à-faux et les actions fléchissantes.

Considérons un édifice sur plan rectangulaire  $bh$ . La limite du porte-à-faux est :

$$x = \frac{h}{2} - \frac{P}{2bR} \quad (\text{voir } \S \text{ VII})$$

Supposons que l'édifice ne porte que sous les parois externes, sur une largeur  $e$ . (fig. 26)

La limite du porte-à-faux devient :

$$x' = \frac{h}{2} - \frac{P}{4eR} < x$$

On ne pourra pas pratiquement réduire  $e$  jusqu'à réaliser  $x'=0$ , d'ailleurs ce ne serait pas désirable. Les raisonnements précités sont trop sommaires (voir réserves du § II) pour les étendre aux limites. Réaliser  $x'=0$  signifierait que la surface de fondation serait telle que initialement le taux de rupture du terrain serait atteint. Mais on se placerait ainsi d'emblée dans une situation critique de déformation permanente. D'autre part, ces limites de rupture et ces phénomènes de déformation plastique sont trop complexes et trop mal connus, surtout dans les terrains, pour pouvoir espérer que dans une surface aussi étendue et compliquée qu'un cadre rectangulaire, les tassements seraient uniformes et qu'il ne se produirait pas de flexion. Il me semble donc raisonnable de ne pas dépasser initialement un taux de compression de terrain sous la ceinture sensiblement supérieur aux taux usuels. Une réduction de  $x$  restera toujours acquise. La compression ordinaire sera :

$$p = \frac{P}{2e(b+h-2e)}$$

Donc le porte-à-faux limite est :

$$x' = \frac{h}{2} - \frac{p(b+h-2e)}{2R}$$

$$\text{Si } R = 5p \quad x' = \frac{h}{2} - \frac{b+h-2e}{10}$$

Dans le cas du plan carré et en négligeant  $2e$  par rapport à  $b+h$

$$x' = 0,30h$$

alors que  $x = 0,40h$  pour le même rapport  $\frac{R}{p}$ .

Le porte-à-faux étant réduit dans le rapport  $\frac{3}{4}$ , toutes autres choses égales, les moments fléchissants sont réduits dans un rapport supérieur.

Mais il y a plus. Très souvent, une grande partie des charges agissant sur la construction à l'intérieur du cadre de fondation pourra être reportée directement sur le terrain. Il suffit pour cela d'exécuter un radier souple indépendant de la fondation. Ainsi, dans un silo, d'un bassin ou auge, d'un réservoir, d'un canal ou sas d'écluse, la charge principale de la construction provenant du poids des matières emmagasinées : matières grenues, pulvérulentes ou fluides, se reporte directement sur le terrain en toutes circonstances, et les charges provoquant la flexion du cadre rigide en cas de porte-à-faux sont considérablement réduites. Grâce à cette double réduction des charges et du porte-à-faux, le problème d'assurer à la construction la résistance et la raideur voulues devient toujours possible à peu de frais (1).

XII. Les écluses du canal Rhin-Herne constituent un exemple de l'emploi du radier indépendant. (voir § VI) Celui des réservoirs d'Ans est plus caractéristique encore et sans doute le premier de l'espèce. Le problème est dépourvu de difficulté pour un silo de matières sèches. On peut établir un radier tout à fait souple par une simple couche de gravier ou bien, on bétonne une dalle mince, que les affaissements pourront disloquer sans conséquence fâcheuse. Un bon drainage est toujours désirable.

Dans un réservoir d'eau, il faut assurer l'étanchéité. C'est pourquoi tous les premiers projets présentés au concours ouvert par le service des Eaux de la Ville de Liège prévoyaient des radiers rigides. Mais le problème de leur résistance devenait alors insoluble, même moyennant un accroissement très considérable de la dépense, de plus de 100 %.

En principe, la solution idéale serait celle d'une paroi souple et étanche, en caoutchouc par exemple, enfermée dans la ceinture que constituent les parois extérieures du réservoir. Cette poche se moulerait toujours sur le sol, quels que soient les affaissements. Mais l'importance de ceux-ci n'exige pas une telle souplesse. Pour une largeur interne d'environ 14 m des réservoirs, et en admettant une inclinaison du

(1) Faisons observer que le bénéfice du radier souple indépendant est exclu lorsque la construction doit être étanche aux sous-pressions. On fera alors participer le radier à la résistance à la flexion (voir § précédent).

talus d'affaissement de 0,03 (donc très élevée), l'abaissement maximum du radier au bord par rapport au milieu serait de 21 cm. <sup>(1)</sup> S'il n'y avait pas de rupture, l'allongement serait égal à

$$\sqrt{7^2 + 0,21^2} - 7,$$

soit inférieur à 0,0035, ou une dilatation inférieure à 0,0005. Pour un coefficient d'élasticité du béton d'environ 200.000 kg/cm<sup>2</sup>, il en résulterait une extension d'environ 100 kg/cm<sup>2</sup>, que le béton ne pouvait subir sans rupture. D'ailleurs la dalle monolithique de 14 m se trouverait probablement déjà fissurée par le retrait. Mais on pourrait armer la dalle et, à condition qu'elle fût assez mince, elle pourrait avoir la souplesse nécessaire et fléchir sans se rompre. Toutefois la certitude n'est pas absolue et la réparation éventuelle d'un radier armé pourrait être malaisée.

On a envisagé de diviser la dalle en panneaux, de longueur assez faible pour que le retrait ne les fissure pas (< 5 m) et séparés entre eux et des parois latérales par des joints minces, par exemple en carton bitumé. Ces joints sont recouverts d'une couture de mastic d'asphalte ou remplis d'un tel mastic. L'allongement maximum de 3,5 mm se reporte sur ces joints, dont la ductilité permet sans rupture des allongements beaucoup plus considérables. Ces joints étant sous pression d'eau sont très étanches. L'expérience montre même qu'un mastic trop mou fuit sous la pression de l'eau. (Voir *Z. V. d. I.* 13 octobre 1928, au sujet de la nouvelle écluse d'Anderten) Des constatations analogues ont été faites lors d'essais <sup>(2)</sup> de certains bitumes présentés pour le réservoir d'Ans. Des résultats convenables sont obtenus par un mastic d'asphalte assez dur et contenant assez de matières minérales, ou bien additionné de fibres d'amiante ou de sciure de bois. Ce dernier système est notamment employé pour les joints étanches et flexibles des conduites d'égouts en béton armé posées dans les communes de Seraing, Jemeppe, Tilleur etc... soumises à des affaissements très considérables. (voir fig. 17) L'auteur de ces travaux, M. Biefnot, avait tout d'abord employé du liège. Bref, la question des joints étanches exige quelques soins, mais n'est en aucune manière empreinte de difficultés insurmontables.

Les réservoirs d'Ans auront des dalles de 10 cm d'épaisseur, légèrement armées (fig. 27). Sous la dalle on répand une couche de gravier de 15 cm pour répartir les pressions et capter les fuites éventuelles. Les couches de gravier des cuves voisines sont mises en relation par des tuyaux posés dans les ceintures de fondation et communiquant de même

avec la chambre des vannes, où toutes les fuites des radiers seront décelées. On aura ainsi un contrôle d'étanchéité et, en cas de fuite importante, il ne sera pas difficile de déterminer la cuve qui est avariée.

En réalité, on ne doit pas s'attendre à une inclinaison de 0,03 ni à un porte-à-faux de 50 %, et les dégâts aux radiers sont improbables. Ils ne pourraient d'ailleurs consister qu'en ruptures ou disjonctions de dalles. Des coutures de mastic d'asphalte à chaud ou en cas très grave, le renouvellement d'une dalle, suffiraient pour remettre tout en ordre à peu de frais et pour une longue période. Le grand nombre des cuves permet de faire ces réparations sans ennui d'exploitation.

Ces réservoirs constituent donc une application complète des principes exposés. La paroi cylindrique affecte caractéristiquement la section d'un double té de grande hauteur et très rigide. (fig. 13 et 27) On a admis, par raison de sécurité, un porte-à-faux de 50 %, ce qui est donc fortement exagéré. <sup>(1)</sup> La charge de flexion comporte le poids propre de la cuve plus celui des terres de couverture et celui de l'eau pesant sur la partie interne de l'anneau inférieur, sans le poids du radier ni de l'eau qu'il supporte. On a aussi considéré la composante verticale de la poussée des terres sur la paroi cylindrique, action d'ailleurs secondaire. La ceinture inférieure comprimée n'est pas armée. La ceinture supérieure comporte 40 barres de 25 mm de diamètre; elle a été conçue avec grande prudence et elle n'est pas exagérément plus forte que celle nécessaire pour constituer un anneau d'assise rigide pour la coupole mince de couverture. Un des renforcements principaux a été l'augmentation du nombre des barres verticales de la paroi de la cuve, qui ne servent plus seulement de barres de répartition, mais surtout d'étriers pour la résistance aux efforts rasants dans l'âme du double té. Mais, dans l'ensemble, les renforcements exigés, par rapport à une cuve de mêmes dimensions édifiée en terrain stable, sont peu importants.

Pour l'ensemble des réservoirs, de la chambre des vannes et de l'équipement, eu égard au caractère perfectionné de toutes les dispositions, on peut considérer que la solution assure, au prix d'un supplément de dépense qui n'est guère que de 30 à 40 %, non seulement une sécurité complète, mais aussi de multiples perfectionnements et avantages d'exploitation.

XIII. Toutes les considérations précédentes concernent des constructions d'ingénieurs. Je vais me permettre une incursion dans le domaine de l'architecte. J'y ai d'ailleurs été sollicité par un de mes collègues, désireux de construire une villa sur une colline des environs de Liège, site agréable mais exposé aux affaissements. Il vint me demander s'il pouvait accepter la solution, qui lui était proposée,

<sup>(1)</sup> Ceci correspond à un porte-à-faux limite de la ceinture de 50 %.

<sup>(2)</sup> Effectués à l'Université de Liège par M. le professeur Batta.

<sup>(1)</sup> Voir en annexe une note au sujet du porte-à-faux limite.

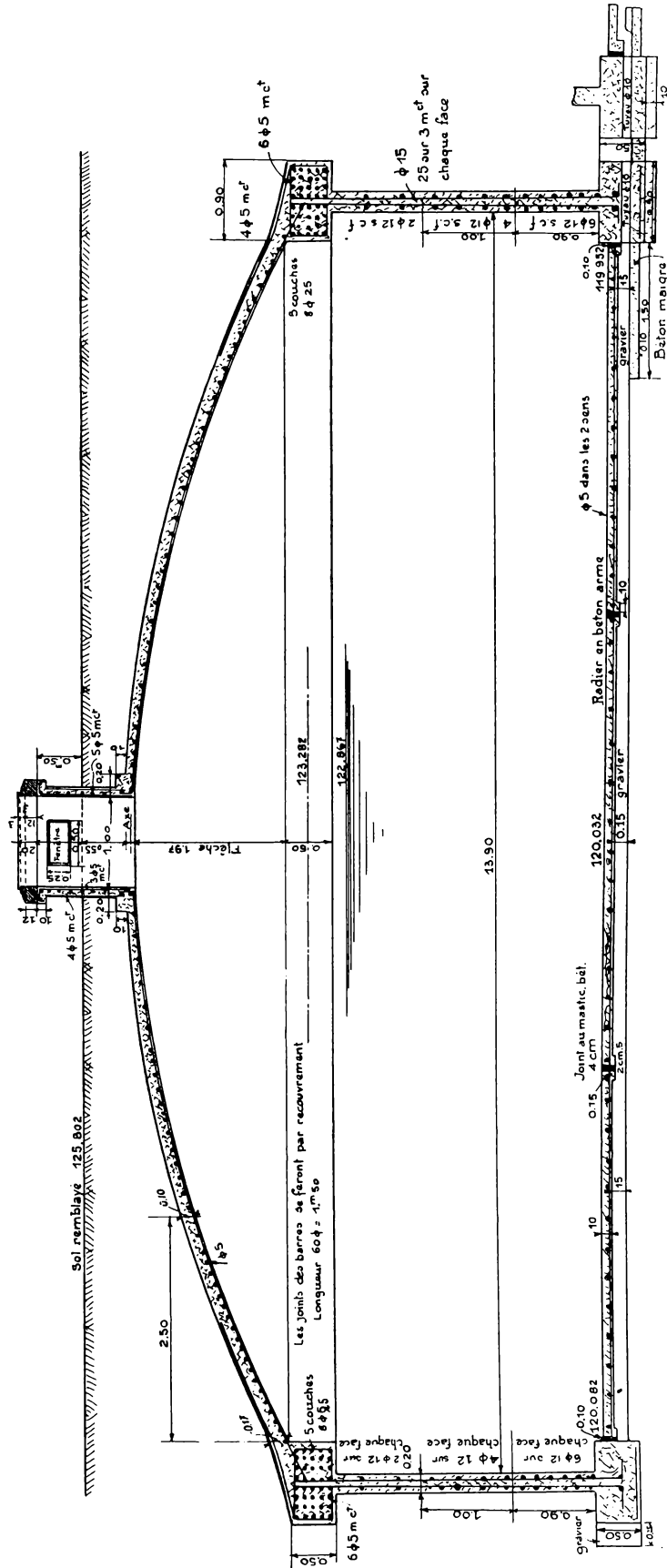


Fig. 27. — Coupe méridienne d'un réservoir en béton armé.



d'un radier général. Je lui en fis valoir les inconvénients et lui proposai de mettre des armatures dans les parois extérieures bétonnées de ses caves, de manière à former un cadre rigide analogue à celui des caves d'Ans.

Il adopta cette solution qui lui épargna la dépense d'un radier en béton armé et n'exigea qu'un faible supplément pour le béton de fondation. C'est ce qui m'a conduit à considérer le problème d'un peu plus près. Il n'est pas dépourvu d'intérêt technique et surtout d'intérêt économique. J'imagine que les sommes dépensées annuellement pour réparations de dommages miniers doivent atteindre un montant coquet, sans profit réel pour la collectivité. Ou bien encore les charbonnages achètent certains terrains pour éviter qu'on y bâtit; ce sont autant d'immobilisations improductives et d'empêchements de mise en valeur de terrains souvent bien situés. Or, on peut, sans grands frais supplémentaires, bâtir sur les terrains déhouillés sans crainte de dommages graves, et ainsi on est amené à concevoir que la valeur de ces terrains doit être simplement affectée d'une dépréciation temporaire, égale aux frais supplémentaires de construction.

En aucun cas, on n'aura recours au radier général seul. Si le terrain est très inconsistant, ou si les caves doivent être étanches, le radier complet sera raidi par des cadres rigides. Un premier moyen de bâtir est d'employer uniquement le béton armé. Ce procédé n'est pas très répandu dans notre pays. L'aspect de ces constructions est maussade et donnerait aux corons une apparence encore plus sinistre que celle qu'ils ont déjà bien souvent. Il n'est pas certain qu'il y aurait économie. Une méthode plus intéressante serait de s'inspirer des vieilles maisons à colombage et remplissage de briques. Un ossature rigide en béton armé, portant des cloisons de briques, pourrait non seulement être capable de résister à la flexion, mais pourrait même avoir un aspect modern-style avantageux. Je ne citerai que pour mémoire les maisons à ossature rigide métallique ou même tout en acier, dont l'emploi semble peu répandu jusqu'à présent. Mais on peut aussi construire à la manière ordinaire, sauf à constituer les murs externes des caves, et éventuellement certaines cloisons de refend, comme des poutres rigides en béton armé. Le seul supplément de dépense provient des armatures et est assez faible.

L'avantage de la disposition est certain<sup>(1)</sup>. Il est cependant intéressant d'en trouver des confirmations, d'abord dans la pratique populaire. On peut voir sur la route de Liège à Namur, aux confins de Flémalle et de Jemeppe, une maisonnette assise sur un cadre en fortes poutrelles apparentes. Le principe est le même, l'application antérieure au développement du béton armé et évidemment plus coûteux.

D'autre part, le procédé est applicable lorsque l'on prévoit d'autres affaissements que ceux provenant du déhouillement. C'est ainsi que dans le n° du 1<sup>er</sup> septembre 1928 de la revue néerlandaise *De Ingenieur*, il est question d'une maison de service d'une station d'épuisement de polder construite sur le remblai récent d'une digue, et fondée sur un cadre en béton armé, appuyé, il est vrai, sur des pieux.

XIV. Les portes-à-faux limites, les moments de flexion et la résistance se détermineront par les moyens exposés ou généralement connus. On donnera au cadre le maximum de hauteur possible, au moins celle des caves. Par raison d'uniformité et pour réduire les porte-à-faux, le meilleur plan est le plan carré. Il convient pour une maison cossue (8 à 10 m de côté) et pour des maisons jumelles d'employés ou d'ouvriers (mêmes dimensions). Il faut éviter tous appendices connus sous le nom d'annexes, communs, garages ou autres, ou bien il faut les fonder à part et les séparer du corps principal de logis par un joint continu. Il faut nécessairement que tous les murs chargés par les gitages, dallages ou escaliers reposent sur la fondation rigide, directement ou par des linteaux. Le plus simple est d'englober dans la fondation rigide la base de tous les murs porteurs, mais une difficulté naît alors pour les murs de refend, celle des baies de communication dans les caves. Les poutres pourraient, il est vrai, être constituées de panneaux ajourés, mais elles exigent alors un calcul complexe et inusité pour un immeuble ordinaire, et un travail difficile et coûteux de béton armé. On peut toutefois sans crainte créer des baies de portes aux extrémités des parois pleines résistantes intérieures. On reconnaîtra qu'en toute hypothèse d'affaissement le moment de flexion y est nul ou presque et que l'armature peut être dimensionnée pour résister à l'effort tranchant. On peut également reporter les charges des murs internes sur les parois extérieures par des linteaux en béton armé.

C'est une question de cas d'espèce, mais on se rend compte que le problème exige assez bien d'attention et que les dispositions du plan, notamment celles des escaliers et gitages, doivent être étudiées en vue du meilleur résultat.

Par exemple, pour la maison double, une disposition très simple et avantageuse est celle de la figure 28 qui indique le plan schématique du rez de chaussée. Les parois en trait fort sont la projection du cadre rigide. Les gitages sont, sauf dans la cage d'escalier, parallèles aux petits côtés (pointillés). La cage d'escalier repose sur deux linteaux, appuyés à leur tour sur les côtés des cadres (gros trait interrompu).

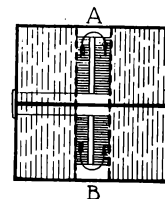


Fig. 28.

Ou bien, ces linteaux sont remplacés par des murs pleins armés, mais les baies n'y peuvent être faites qu'aux extrémités A et B et doivent être assez basses, de manière à laisser une hauteur de poutre de quelques décimètres au-dessus de la baie.

(1) On a décrit récemment l'opération du relèvement du château de Penarroya, à Noyelles-Godault (Pas-de-Calais); effectué par un spécialiste belge (voir *Technique des Travaux*, octobre 1929). On conçoit combien une telle opération serait facilitée par une fondation sur cadre rigide; le nombre des vérins pourrait être considérablement diminué.

La disposition habituelle en Belgique de la cage d'escalier établie dans le prolongement du vestibule est moins favorable. Elle exige de doubles linteaux très chargés ou bien une troisième cloison rigide par 1/2 maison, dont les baies ne peuvent se trouver qu'aux extrémités A et B. (fig. 29)

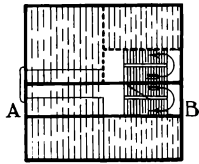


Fig. 29.

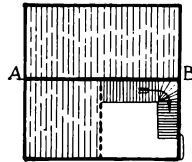


Fig. 30.

Dans le cas de la grande maison carrée, une bonne disposition semble être celle du hall d'entrée latéral avec escalier d'angle, qui n'exige qu'un minimum de parois porteuses et de linteaux. La paroi de refend rigide de la cave peut recevoir des baies en A et B, sous la même réserve que ci-dessus. (fig. 30) Mais, à condition d'augmenter le nombre de parois rigides ou linteaux, on peut réaliser d'autres dispositions. Il est clair que l'emploi du béton armé pour les escaliers et planchers facilitera aussi les dispositions et assurera une bonne liaison des murs principaux, nécessaire par suite des surplombs possibles. En cas d'emploi de gîtages ordinaires, il faudra des ancrages.

XV. La disposition étant arrêtée, il faut envisager les diverses orientations possibles de la ligne de cassure, ce qui complique assez bien le problème de la détermination de l'armature. Examinons le cas du cadre double A B C D E F. (fig. 31) Tout d'abord la flexion perpendiculaire aux 3 longs côtés. Nous admettons en général, pour simplifier l'exposé, un porte-à-faux de 50%.

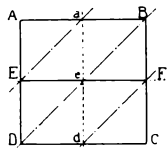


Fig. 31.

AE et FB sont fléchis comme des pièces encastées en E et F.

AB est fléchi comme une pièce appuyée en A et B. Les diagrammes des moments de flexion correspondants sont numérotés 1 (fig. 32)

Nous ne tenons pas compte des encastresments de torsion, c'est une observation générale pour la suite. Cela nous paraît une complication disproportionnée à l'importance de la construction. (1)

Dans le cas de la flexion suivant AB, les poutres AB, EF et DC fléchissent comme des pièces encastées en a, e et d et AED comme une pièce sur 3 appuis élastiques. (fig. 31) Cet ensemble forme un système hyperstatique. Appelons l la portée commune de aA, eE et dD et l' la portée commune de AE et ED. Soient I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub> et I<sub>3</sub>, p<sub>1</sub>, p<sub>2</sub> et p<sub>3</sub> les moments d'inertie et les charges de Aa et Dd d'une part, de Ee et enfin de AE et ED. Appelons X la réaction en E, que nous considérons comme inconnue hyperstatique :

$$R_A = R_D = p_3 l' - \frac{X}{2}$$

$$R_e = p_2 l + X, \quad R_a = R_d = p_1 l + p_3 l' - \frac{X}{2}$$

En un point de Aa ou Dd :

$$M_1 = - \left( p_3 l' - \frac{X}{2} \right) x - \frac{p_1 x^2}{2}$$

Dans eE :

$$M_2 = - Xx - \frac{p_2 x^2}{2}$$

Dans AE ou ED :

$$M_3 = \left( p_3 l' - \frac{X}{2} \right) y - \frac{p_3 y^2}{2}$$

L'indétermination statique est levée par l'équation :

$$\frac{d\mathcal{C}}{dX} = \int \frac{M}{EI} \frac{dM}{dX} dx = 0$$

Or :

$$\frac{dM_1}{dX} = \frac{x}{2}, \quad \frac{dM_2}{dx} = -x, \quad \frac{dM_3}{dX} = -\frac{y}{2}$$

Donc :

$$\int_0^l - \left[ \left( p_3 l' - \frac{X}{2} \right) x + \frac{p_1 x^2}{2} \right] \frac{xdx}{I_1} + \int_0^l \left( Xx + \frac{p_2 x^2}{2} \right) \frac{xdx}{I_2} - \int_0^l \left[ \left( p_3 l' - \frac{X}{2} \right) y - \frac{p_3 y^2}{2} \right] \frac{ydy}{I_3} = 0$$

$$-\frac{p_3 l'^3}{3I_1} - \frac{p_1 l^4}{8I_1} + \frac{Xl^3}{6I_1} + \frac{Xl^3}{3I_2} + \frac{p_2 l^4}{8I_2} - \frac{p_3 l'^4}{3I_3} + \frac{p_3 l'^4}{8I_3} + \frac{Xl^3}{6I_3} = 0$$

$$\frac{X}{6} \left( \frac{l^3}{I_1} + \frac{2l^3}{I_2} + \frac{l^3}{I_3} \right) = p_3 l' \left[ \frac{l^3}{3I_1} + \frac{l^3}{3I_3} - \frac{l^3}{8I_3} \right] + \frac{p_1 l^4}{8I_1} - \frac{p_2 l^4}{8I_2}$$

$$= \frac{p_3 l'}{24} \left[ \frac{8l^3}{I_1} + \frac{5l^3}{I_3} \right] + \frac{3p_1 l^4}{24I_1} - \frac{3p_2 l^4}{24I_2}$$

ou enfin :

$$X \left( \frac{l^3}{I_1} + \frac{2l^3}{I_2} + \frac{l^3}{I_3} \right) = \frac{p_3 l'}{4} \left( \frac{8l^3}{I_1} + \frac{5l^3}{I_3} \right) + \frac{3p_1 l^4}{4I_1} - \frac{3p_2 l^4}{4I_2}$$

Si l = 0, nous trouvons :

$$X \frac{l^3}{I_3} = \frac{5p_3 l'^4}{4I_3} \quad \text{ou} \quad X = \frac{5}{4} p_3 l'$$

relation connue des poutres continues symétriques à trois appuis fixes, uniformément chargés, ce qui vérifie l'exactitude des calculs précédents.

Si l = l' et p<sub>1</sub> = p<sub>2</sub> = p<sub>3</sub>, ainsi que I<sub>1</sub> = I<sub>2</sub> = I<sub>3</sub>, les formules précédentes deviennent :

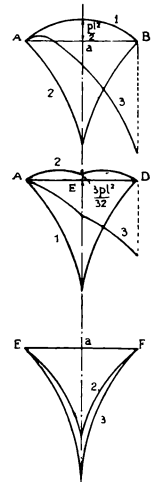


Fig. 32.  
Diagramme des moments (schématique).

(1) Voir 2<sup>e</sup> note annexe.

$$\frac{4 X l^3}{I} = \frac{pl^4}{4I} (8 + 5 + 3 - 3) = \frac{13 pl^4}{4I},$$

d'où :  $X = \frac{13 pl}{16} = \frac{6,5}{8} pl.$

soit 0,65 de la réaction en cas d'appuis rigides.

Il en résulte que :

$$M_a = M_d = -\frac{35pl^2}{32}, M_e = -\frac{21pl^2}{16} \text{ et } M_E = \frac{3}{32}pl^2$$

Ceci détermine complètement la sollicitation et permet de déterminer pour AB, AD et EF les courbes des moments fléchissants marquées 2. (fig. 32)

Un troisième cas de sollicitation est celui où la ligne de rupture s'établit suivant la diagonale DB. (fig. 33) AB est encastré en B et appuyé en A, Ee est encastré en e et DEA est encastré en D et appuyé en E et en A. (1)

Appelons X et Y les réactions inconnues en A et E. Nous admettons que les rigidités et les charges des poutres sont identiques.

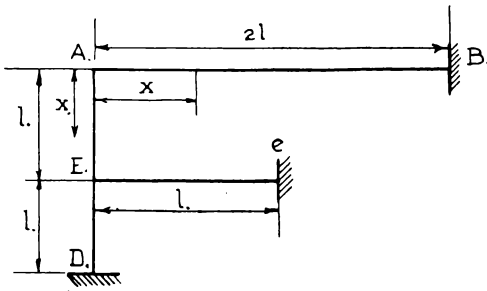


Fig. 33.

$$R_A = X \text{ et } R_E = Y.$$

$$R_B = 2pl - X \quad R_e = pl + Y \quad R_D = 2pl + X - Y$$

L'hyperstaticité est résolue par les équations :

$$EI \frac{d\vartheta}{dX} = \int M \frac{dM}{dX} dx = 0$$

et  $EI \frac{d\vartheta}{dY} = \int M \frac{dM}{dY} dx = 0$

Or :

$$M_{AB} = Xx - \frac{px^2}{2}, \quad \frac{dM_{AB}}{dX} = x, \quad \frac{dM_{AB}}{dY} = 0.$$

$$M_{AE} = -Xx - \frac{px^2}{2}, \quad \frac{dM_{AE}}{dX} = -x, \quad \frac{dM_{AE}}{dY} = 0.$$

$$M_{Ee} = -Yy - \frac{py^2}{2}, \quad \frac{dM_{Ee}}{dX} = 0, \quad \frac{dM_{Ee}}{dY} = -y.$$

$$M_{ED} = -Xx - \frac{px^2}{2} + Y(x-l) \quad (l < x < 2l),$$

$$\frac{dM_{ED}}{dX} = -x, \quad \frac{dM_{ED}}{dY} = (x-l)$$

Donc :

$$\int_0^{2l} \left( Xx - \frac{px^2}{2} \right) x dx + \int_0^{2l} \left( Xx + \frac{px^2}{2} \right) x dx - \int_l^{2l} Y(x-l) x dx = 0.$$

$$\int_0^l \left( Yy + \frac{py^2}{2} \right) y dy -$$

$$\int_l^{2l} \left[ Xx + \frac{px^2}{2} - Y(x-l) \right] (x-l) dx = 0.$$

$$16 X \frac{l^3}{3} - Y \left[ \frac{7l^3}{3} - \frac{3l^3}{2} \right] = \frac{16 X l^3}{3} - \frac{5Yl^3}{6} = 0$$

ou :  $32 X - 5 Y = 0.$

$$Y \left( \frac{l^3}{3} + \frac{l^3}{3} \right) - X \left( \frac{7l^3}{3} - \frac{3l^3}{2} \right) + \frac{pl^4}{8} - \frac{15 pl^4}{8} + \frac{7 pl^4}{6} = 0.$$

$$-5 X + 4 Y = \frac{7}{2} pl.$$

d'où :  $Y = \frac{112}{103} pl \quad X = \frac{35}{206} pl.$

$$M_B = \frac{35}{103} pl^2 - 2pl^2 = -\frac{171}{103} pl^2$$

$$M_e = -\frac{112}{103} pl^2 - \frac{pl^2}{2} = -\frac{327}{206} pl^2$$

$$M_E = \frac{69}{103} pl^2 \quad M_D = -\frac{129}{103} pl^2.$$

Les courbes des moments sont marquées 3. (fig. 32) Ces résultats montrent que les hypothèses d'encastrement que nous avons faites donnent lieu aux angles tels que B et D à des moments négatifs certainement supérieurs à ceux des encastresments de torsion dont nous négligeons de tenir compte aux jonctions des pièces orthogonales en porte-à-faux. Elles sont plutôt défavorables et donnent donc toute sécurité. Les formules exposées ne prétendent d'ailleurs pas constituer une théorie complète et rigoureuse, mais plutôt indiquer la voie à suivre dans chaque cas concret. Il est probable qu'elles dépassent déjà les soins de la pratique courante.

Bien entendu, les courbes de moments doivent être envisagées symétriquement pour tous les côtés du cadre. On voit que les moments négatifs dominent.

(1) Je rappelle qu'en réalité le porte-à-faux est inférieur à 50 %, ce qui ne modifie rien en principe à la théorie, mais justifie davantage les hypothèses d'appui énoncées ci-dessus.

nettement. Les valeurs réelles seront toutefois atténuées, principalement dans le cas (3) parce que les porte-à-faux limites réels sont inférieurs à ceux de 50 % que nous avons envisagés pour simplifier.

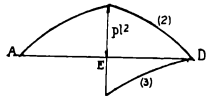
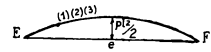
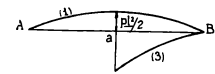


Fig. 34.

Enfin, nous devons considérer, par précaution le cas où le sol se creuse en cuvette sous l'immeuble. La sollicitation est d'ailleurs plus simple. On a (fig. 31) :

1<sup>er</sup> Cas. — flexion dans le sens AB. Les trois poutres AB, EF, et DC sont appuyées aux deux extrémités. AD et BC ne sont pas fléchies. Diagrammes des moments de flexion (1) de la figure 34.

2<sup>e</sup> Cas. — flexion dans le sens AD. EF est fléchi comme dans le cas 1 ; AD et CB supportent leurs propres charges plus une réaction  $pl$  en E et F. Diagramme des moments de flexion (2) de la figure 34.

Enfin, dans le cas de la flexion diagonale, EF est toujours sollicité de la même manière, tandis que les autres côtés sont sollicités d'une manière complexe par flexion et torsion. L'hypothèse d'appuis limités à A et C serait tout à fait excessive.

Si on envisage les limites réelles de porte-à-faux, on pourra généralement supposer l'appui suivant Ea ou à peu près. (fig. 31).

On aura affaire à des poutres telles que  $aB$  et  $Fb$ , supposées encastrées près de  $a$  et  $F$  et solidaires à leur extrémité commune. On peut considérer sans grande erreur que la courbe des moments serait celle numérotée 3 sur la figure 34. (1) Les courbes seraient naturellement aussi symétriques. On voit que, sauf pour certains moments positifs, les trois dernières hypothèses envisagées sont moins dangereuses que les trois premières et que leur examen est en quelque sorte superflu. En cas de soulèvement sur vérins aux quatre coins, la sollicitation consiste en une combinaison des cas 1 et 2 ci-dessus.

En conclusion, on peut tracer pour chaque poutre un diagramme enveloppe des moments positifs et négatifs. Les moments négatifs dominent nettement. Ces diagrammes permettent de déterminer toutes les armatures. On voit qu'il faudra une armature plus forte à la partie supérieure des poutres qu'à la partie inférieure, mais il faut armer haut et bas. Pour résister aux efforts tranchants, on disposera près des faces verticales des poutres des quadrillages de barres fines inclinées à 45° sur la verticale, qui assureront en même temps la résistance aux effets de torsion.

Dans les poutres internes, telles que EF, les moments aux extrémités seront toujours nuls ou faibles, on peut y ménager des baies. Les efforts tranchants peuvent cependant y être élevés. Les poutres au-dessus des baies doivent donc conserver une hauteur

suffisante et être assez fortement armées d'étriers ou de barres obliques.

On voit que le calcul semble finalement assez complexe. En réalité, on peut s'inspirer des formules précédentes pour déterminer des valeurs maxima des moments positifs et négatifs et des efforts tranchants et constituer les armatures d'après ces maxima, en les conservant dans toute l'étendue des poutres. Comme la hauteur des poutres est élevée, l'armature nécessaire pour les immeubles courants à peu d'étages, reste modérée, même lorsqu'on la détermine de cette manière expéditive qui accroît encore la sécurité. Mais cette conclusion eût été hasardée sans l'examen qui précède.

XVI. En s'inspirant des principes exposés, on pourra, dans la plupart des cas, parer par des moyens simples et économiques aux effets des affaissements du sol sur les constructions.

Mais il faut prendre garde à conserver le caractère logique de la construction dans toutes ses parties. C'est pourquoi il est irrationnel, par exemple, d'établir les culées d'un pont sur un radier général. (fig. 35) Si la flexion se produit transversalement, le radier cassera nécessairement par le milieu. La solution avantageuse eut donc été d'avoir deux empattements larges, mais indépendants (suppression de la partie hachurée).

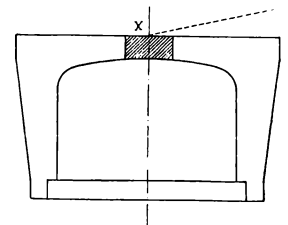


Fig. 35.

Un radier résistant ne s'imposera que si la construction, établie dans un terrain aquifère, doit être étanche et doit donc pouvoir résister aux sous-pressions. C'est le cas de certains ouvrages établis dans le bassin houiller de la Meuse, au voisinage du fleuve.

Le radier constitue alors une plaque fléchie par les sous-pressions de l'eau et prenant appui sur les poutres rigides du cadre de fondation. Les charges agissant pour faire fléchir les pièces du cadre sont naturellement réduites du fait des sous-pressions.

XVII. Rappelons enfin l'observation exprimée dans le § I que le problème général des fondations est dominé par celui des affaissements. Les constructions de superficie étendue sont toujours dangereuses à ce point de vue, à cause des variations de consistance du terrain, de l'inégalité possible des charges unitaires et de la plus grande probabilité de tassements inégaux qui en résultent. C'est pourquoi les principes applicables aux constructions très exposées aux affaissements peuvent suggérer des dispositions analogues, bien que plus restreintes, pour les fondations ordinaires. En fait, la subdivision des grandes constructions par des joints, délimitant des blocs dont tous les éléments sont solidaires, se rencontre de plus en plus fréquemment ; le retrait du béton en fait d'ailleurs souvent une nécessité. Le problème des fondations est sensiblement simplifié de la sorte. Il est notamment logique de fonder séparément tous

(1) Voir 2<sup>e</sup> note annexe.

les appendices du plan : (murs d'ailes, annexes, etc.) Il n'est d'ailleurs pas rare d'observer des fissures aux jonctions et, en tous cas, c'est presque toujours en ces points qu'on les observe.

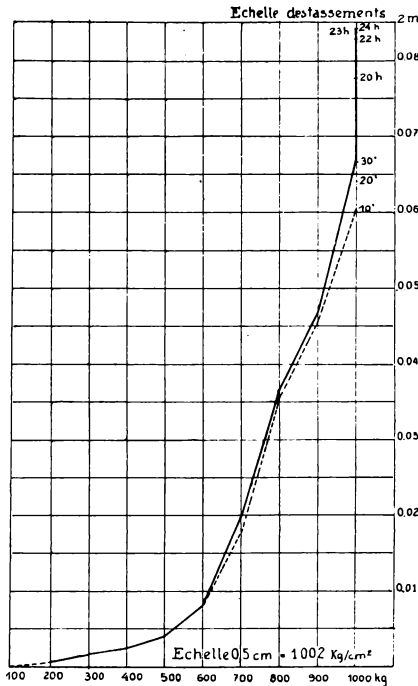


Fig. 36.

XVIII. Il reste encore à préciser un élément utile à la détermination du porte-à-faux limite, c'est la valeur de la résistance d'écrasement R du terrain. On procédera à un essai de charge, par un poinçon carré de  $10 \times 10$ , par exemple, autant que possible sur le terrain au niveau définitif de la fondation. On charge progressivement et on mesure les tassements, au fleximètre, au vernier ou au moyen d'un niveau à la lunette. La figure 36 reproduit la courbe relevée pour le terrain des réservoirs d'Ans, au moyen d'un appareil assez improvisé, mais pratiquement suffisant.

L'essai a été fait à 1,40 m sous le sol (0,50 de terre végétale et 0,90 de limon argileux, assez humide et plastique). On se trouvait donc à plus de 3m au dessus du terrain de fondation, qui doit être plus solide que celui qui a été éprouvé.

D'après la courbe de la figure 36, on a admis que la résistance pratique de rupture était de 6 kg/cm<sup>2</sup> environ. Au-delà des déformations croissaient rapidement en fonction de la compression et augmentaient aussi caractéristiquement avec le temps.

On aurait pu en déduire une valeur du porte-à-faux limite  $x$ , voisine de 6 m environ (soit 40%), par rapport au bord extérieur de l'anneau de fondation d'une cuve. Par raison de sécurité, on a admis 50%, soit 7,50 m, ainsi qu'il a été exposé au § XII. On constate qu'une légère incertitude sur la valeur de R n'a pas de répercussion très importante sur  $x$

et que, par raison de sécurité, il est utile de prendre une valeur exagérée de R.

Le diagramme relevé part de la charge minimum de 100 kg, poids de l'appareil. La première phase de déformation est sensiblement élastique. La valeur de E est environ.

$$E = \frac{7}{2} \frac{r}{f} p = \frac{7}{2} \times \frac{5,6}{0,24} 3,006 = 246 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette valeur cadre assez bien avec une valeur citée par M. Van Iterson (op. cité) et déduite d'une expérience de mise en charge d'un château d'eau de la mine Wilhelmine (Etat néerlandais) fondé sur le limon. On a trouvé  $E = 250 \text{ kg/cm}^2$ . Donc, pour l'objet spécial qui nous intéresse et vu le peu d'intérêt d'une très grande précision de la valeur de R, un essai sommaire tel que je le propose et tel qu'il a été pratiqué pour les réservoirs d'Ans peut suffire. Mais un tel essai est toujours utile ; il permet de déterminer avec sécurité les éléments de la fondation et de supputer  $x$  avec une précision suffisante. Je considère qu'il y a, dans la plupart des cas, intérêt à envisager la valeur calculée de  $x$ , généralement voisine de 40%, plutôt que la valeur asymptotique de 50%.

ANNEXE N° 1

Calcul du porte-à-faux limite  $x$  pour une section annulaire

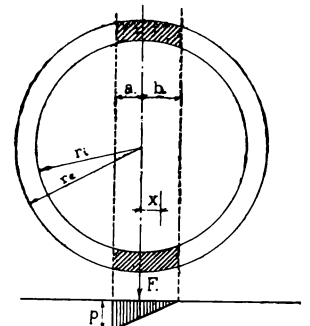


Fig. 37.

Si la loi de répartition des pressions est triangulaire, les conditions d'équilibre de la force F et des pressions s'écrivent (fig. 37) :

$$F = \int_{-a}^b \frac{2p(a+x)}{a(a+b)} (\sqrt{r_e^2 - x^2} - \sqrt{r_i^2 - x^2}) dx \quad (1)$$

$$0 = \int_{-a}^b \frac{2px(a+x)}{-a(a+b)} (\sqrt{r_e^2 - x^2} - \sqrt{r_i^2 - x^2}) dx \quad (2)$$

Or :

$$\int \sqrt{k^2 - x^2} dx = \frac{x}{2} \sqrt{k^2 - x^2} + \frac{k^2}{2} \arcsin \frac{x}{k} + c$$

$$\int x \sqrt{k^2 - x^2} dx = -\frac{1}{3} (k^2 - x^2)^{3/2} + c$$

$$\int x^2 \sqrt{k^2 - x^2} dx = \frac{x}{4} \left( x^2 - \frac{k^2}{2} \right) \sqrt{k^2 - x^2} +$$

$$\frac{k^2}{16} \arcsin \frac{2x^2 - k^2}{k^2} + c$$

En introduisant ces intégrales dans les relations (1) et (2), on obtient finalement les 2 équations transcendantes en  $a$  et  $b$  ci-après.

$$\begin{aligned}
 F &= \frac{2p}{a+b} \left\{ \frac{ab}{2} (\sqrt{r_e^2 - b^2} - \sqrt{r_i^2 - b^2}) + \right. \\
 &\quad \left. \frac{a^2}{2} (\sqrt{r_e^2 - a^2} - \sqrt{r_i^2 - a^2}) + \right. \\
 &\quad \left. + \frac{a}{2} \left[ r_e^2 \left( \arcsin \frac{b}{r_e} + \arcsin \frac{a}{r_e} \right) - \right. \right. \\
 &\quad \left. r_i^2 \left( \arcsin \frac{b}{r_i} + \arcsin \frac{a}{r_i} \right) \right] - \frac{1}{3} \left[ (r_e^2 - b^2)^{3/2} - \right. \\
 &\quad \left. (r_i^2 - b^2)^{3/2} - (r_e^2 - a^2)^{3/2} + (r_i^2 - a^2)^{3/2} \right] \left. \right\} \\
 O &= \frac{2p}{a+b} \left\{ -\frac{a}{3} \left[ (r_e^2 - b^2)^{3/2} - (r_i^2 - b^2)^{3/2} - \right. \right. \\
 &\quad \left. (r_e^2 - a^2)^{3/2} + (r_i^2 - a^2)^{3/2} \right] + \\
 &\quad + \frac{b}{4} \left[ \left( b^2 - \frac{r_e^2}{2} \right) \sqrt{r_e^2 - b^2} - \right. \\
 &\quad \left. \left( b^2 - \frac{r_i^2}{2} \right) \sqrt{r_i^2 - b^2} \right] + \\
 &\quad + \frac{a}{4} \left[ \left( a^2 - \frac{r_e^2}{2} \right) \sqrt{r_e^2 - a^2} - \right. \\
 &\quad \left. \left( a^2 - \frac{r_i^2}{2} \right) \sqrt{r_i^2 - a^2} \right] \\
 &\quad + \frac{r_e^4}{16} \left[ \arcsin \frac{2b^2 - r_e^2}{r_e^2} - \arcsin \frac{2a^2 - r_e^2}{r_e^2} \right] - \\
 &\quad \left. \frac{r_i^4}{16} \left[ \arcsin \frac{2b^2 - r_i^2}{r_i^2} - \arcsin \frac{2a^2 - r_i^2}{r_i^2} \right] \right\}
 \end{aligned}$$

Mais, comme pour la section rectangulaire, la limite correspond plutôt à  $p = c^{te}$ , d'où  $a = b$  et

$$F = 2p \left[ a (\sqrt{r_e^2 - a^2} - \sqrt{r_i^2 - a^2}) + r_e^2 \arcsin \frac{a}{r_e} - r_i^2 \arcsin \frac{a}{r_i} \right]$$

Lorsque  $\frac{a}{r_e}$  et  $\frac{r_e - r_i}{r_e}$  sont assez petits, on peut écrire :

$$F = 4a (r_e - r_i) p.$$

ANNEXE N° 2

Torsion des cadres rigides

Dans les cas les plus simples, non hyperstatiques, du § XV, on peut étudier assez facilement les effets des encastresments de torsion. L'angle de torsion est

$$\text{donné par la formule } \delta = \frac{M_t l}{G I_t}.$$

Pour les sections rectangulaires simples, selon les conclusions des essais de M. le professeur Paris, de l'Université de Lausanne, on peut adopter la formule de St-Venant :

$$\begin{aligned}
 I_t &= \frac{\Omega^4}{40(I_b + I_h)} = \frac{b^4 h^4}{40 \left( \frac{hb^3}{12} + \frac{bh^3}{12} \right)} = \frac{3}{10} \frac{b^3 h^3}{b^2 + h^2} \\
 \frac{I_t}{I_h} &= \frac{3bh^3}{10 \left[ 1 + \left( \frac{h}{b} \right)^2 \right]} \frac{12}{bh^3} = \frac{3,6}{1 + \left( \frac{h}{b} \right)^2}
 \end{aligned}$$

Donc la rigidité de torsion des parois rectangulaires relativement hautes est assez faible ; si :

$$\frac{h}{b} = 6, \quad \frac{I_t}{I_h} = 0,0975 \sim 0,10.$$

D'après les observations de M. Paris, il apparaît que le moment d'inertie de torsion d'une section composée de rectangles réunis par des jonctions étroites (telle une section I) est égal à la somme des moments des rectangles composants (1)

Dans le cas de sollicitation 1 de la figure 32, si  $M_t$  est le moment de torsion en A et B, l'angle de torsion de EA et FB est

$$\delta = \frac{M_t l}{G I_t} \text{ (fig. 38).}$$

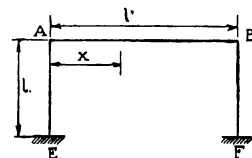


Fig. 38.

Pour la flexion de AB, on a :

$$EI y'' = M = M_t + \frac{p l' x}{2} - \frac{p x^2}{2}$$

$$EI y' = M_t x + \frac{p l' x^2}{4} - \frac{p x^3}{6} + EI \delta$$

car  $y' = \delta$  pour  $x = 0$ . Pour  $x = l'$ ,  $y' = -\delta$  d'où :

$$M_t l' = -2EI \delta - \frac{p l'^3}{12} \quad \text{ou} \quad M_t = -\frac{2EI \delta}{l'} - \frac{p l'^2}{12}$$

Remplaçant  $\delta$  par son expression en fonction de  $M_t$ , on a finalement :

$$M = \frac{-p l'^2}{12 \left[ 1 + 2 \frac{EI}{G I_t l'} \right]} \sim \frac{-p l'^2}{12 \left( 1 + 4 \frac{I}{I_t l'} \right)}$$

en admettant  $\frac{E}{G} = \sim 2$ .

Dans le cas de la figure 32,  $l' = 2l$ . En admettant  $\frac{I}{I_t} = 10$ , on a :

$$M_t = -\frac{p l^2}{63}$$

(1) Réservoir de 12000 mètres cubes au Calvaire sur Lausanne. Rapport présenté par le professeur A. Paris. 1<sup>er</sup> Congrès international de ponts et charpentes, Zurich, 1926.

On voit donc que la modification du diagramme des moments numéroté 1 à la figure 32 est vraiment insignifiante.

Le cas 3 de la figure 34 est encore plus simple. Chacun des tronçons  $aB$  ou  $ED$  est sollicité comme une pièce encastree à l'extrémité ( $a$  ou  $E$ ), uniformément chargée sur toute sa longueur et soumise à l'extrémité opposée à un moment positif  $M_t$ , provenant de l'encastrement de torsion.

Donc :

$$EIy'' = M = M_t - \frac{px^2}{2}$$

et 
$$EIy' = \frac{p}{6} (l^3 - x^3) - M_t(l - x)$$

car  $y' = 0$  pour  $x = l$ . Pour  $x = 0$  par contre

$$y' = \delta = \frac{Ml}{GI_t},$$

d'où :

$$\frac{EIM_t}{GI_t} l = \frac{pl^3}{6} - M_t l$$

et 
$$M_t = \frac{pl^2}{6 \left(1 + \frac{EI}{GI_t}\right)} \approx \frac{pl^2}{6 \left(1 + 2 \frac{I}{I_t}\right)}$$

Si  $\frac{I}{I_t} = 10$ ,  $M_t = \frac{pl^2}{126}$  et par conséquent la courbe des moments diffère réellement d'une quantité négligeable de la courbe 3 de la figure 34, qui correspond à  $M_t = 0$ .

Ceci suffit, pensons-nous, pour justifier l'observation que nous pouvons négliger l'effet de torsion pour le calcul des moments fléchissants maxima, en opérant comme il est indiqué au § XV. Mais on observera toutefois qu'il peut être utile, dans certains cas, de vérifier les tensions pouvant résulter de la torsion ou, tout au moins, de disposer les armatures d'une manière adéquate.