

Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 96 (1970)
Heft: 3

Artikel: Etude d'un contrefort de barrage par voie photoélastique
Autor: Pflug, Léopold
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-70842>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 12.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Etude d'un contrefort de barrage par voie photoélastique

par LÉOPOLD PFLUG, ingénieur EPFZ-SIA,

collaborateur près la Chaire de construction métallique de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne

1. Notations

$\Delta A; \Delta S$	Elément de surface (cm ²).
E_1	Module d'élasticité du béton (kg/cm ²).
E_2	Module d'élasticité du rocher injecté (kg/cm ²).
E_3	Module d'élasticité du rocher non injecté (kg/cm ²).
F	Force dans la structure grandeur nature.
L	Longueur dans la structure grandeur nature.
$F'; L'$	Force ou longueur dans le modèle.
$\kappa = F/F'$	Rapport des forces homologues.
$\gamma = L/L'$	Rapport des longueurs homologues.
$\sigma; \tau$	Contrainte normale ou contrainte de cisaillement dans la structure grandeur nature.
$\sigma'; \tau'$	Contrainte normale ou contrainte de cisaillement dans le modèle.
s	Valeur de frange en kg/cm ² ordre.
n	Ordre des isochromes.
θ	Paramètre des isoclines (°).
μ	Coefficient de frottement radier-rocher.

2. Généralités

2.1 Définition du problème

Dans le cadre de l'aménagement hydro-électrique de la Haute-Sarine, les Forces Motrices Fribourgeoises ont projeté la construction, au niveau du village de Lessoc, d'un barrage-usine dont l'étude a été confiée à la Société Générale pour l'Industrie de Genève.

Ce barrage, du type à contrefort, se compose essentiellement d'un voile de béton incliné à 45° et transmettant la poussée de l'eau aux fondations par l'intermédiaire de six contreforts dont les dimensions sont précisées à la figure 1.

Le rocher supportant ces fondations est constitué par un complexe schisteux dont le module d'élasticité minimum est d'environ 30 000 kg/cm². Les groupes électrogènes, entraînés par des turbines de type bulbe, sont disposés entre les contreforts.

2.2 But des essais

Le but des essais consiste à déterminer s'il est possible de créer dans le contrefort deux ouvertures pour le passage de galeries et, le cas échéant, quelle en est l'influence sur la distribution et l'intensité des contraintes. En particulier, on déterminera le niveau des efforts au voisinage des angles de ces galeries, car les angles constituent des zones de concentration de contraintes.

Enfin, on s'assurera que la grandeur des contraintes sur le parement aval du contrefort ne dépasse pas les valeurs admissibles.

La figure 1 donne les cotes principales d'un contrefort, ainsi que la position des galeries.

3. Cas de charge

Afin d'obtenir un éventail de possibilités suffisamment large, plusieurs cas de charge ont été examinés. Ces cas de charge se subdivisent en trois catégories principales selon la nature des trois paramètres suivants :

Grandeur et position des forces

Ces forces, qui ont été précisées d'entente avec le constructeur, sont indiquées sur la figure 2.

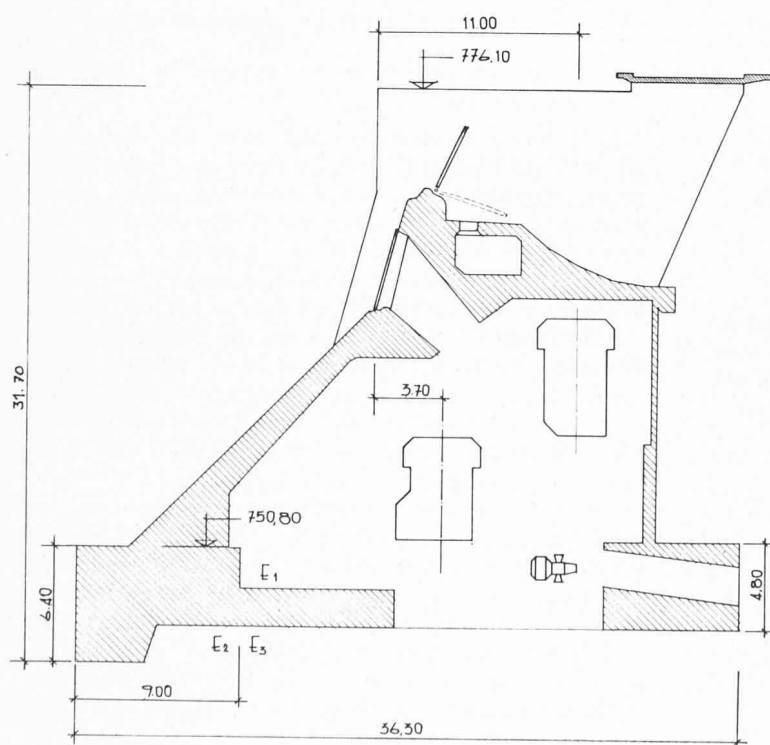


Fig. 1. — Cotes principales d'un contrefort.

Dans cette catégorie, quatre possibilités ont été envisagées, soit :

- Forces dues à l'eau (W).
- Forces dues à l'eau et aux charges de la superstructure ($W + P$).
- Forces dues à l'eau, aux charges de la superstructure et au poids propre ($G_1 + W + P$).
- Forces dues à l'eau, aux charges de la superstructure, au poids propre et à la sous-pression ($G_2 + W + P$).

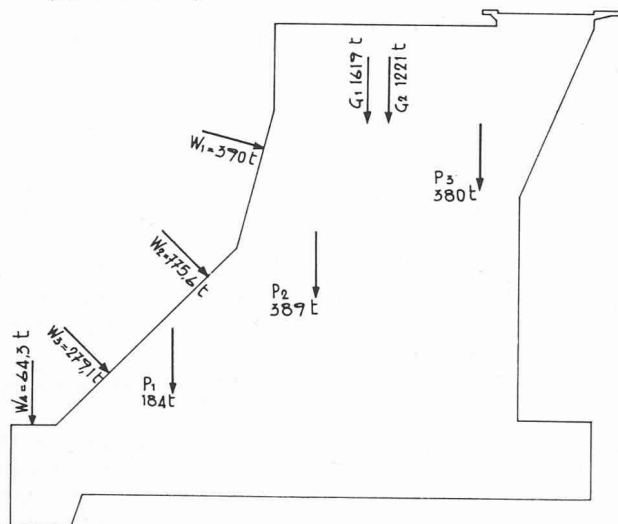


Fig. 2. — Définition des forces extérieures appliquées au contrefort.

Rapport entre les modules d'élasticité du rocher et du radier

Comme l'indique la figure 1 qui définit la largeur des zones occupées par les différents modules du rocher supportant les fondations, ces modules sont désignés par E_1 , E_2 , E_3 selon qu'ils correspondent au béton, au rocher injecté ou au rocher non injecté.

Dans cette catégorie, deux possibilités ont été envisagées, soit :

- Rapport $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1 : 1/2$.
- Rapport $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$.

Coefficient de frottement entre le radier et le rocher

Dans cette catégorie, trois possibilités ont été envisagées, soit :

- $\mu = 0,278$.
- $\mu = 0,49$.
- $\mu = 1,0$.

En combinant tous ces facteurs, on arrive à un total de 24 cas de charge différents dont l'étude complète ne se justifie pas. Seuls les cas de charge déterminants ont été traités.

4. Hypothèses de travail

Comme il n'est pas possible d'obtenir une similitude parfaite pour les grandeurs mécaniques intervenant dans cet essai, différentes hypothèses simplificatrices ont dû être admises pour l'exécution de l'essai.

Ces hypothèses sont les suivantes :

4.1 Hypothèses concernant les charges

4.1.1 Charges dues à l'eau

Les pressions hydrostatiques, distribuées linéairement, ont été remplacées par des charges concentrées agissant aux

centres de poussée correspondants. Pour la pression W_3 , on a tenu compte du fait qu'une partie de cette poussée passe directement du voile oblique dans le massif de fondation du radier sans passer par le contrefort.

4.1.2 Charges dues aux superstructures

Les charges transversales provenant du poids propre des éléments massifs perpendiculaires au plan du contrefort agissent en réalité sur celui-ci par des contraintes réparties sur l'ensemble de la surface de contact. Pour l'essai envisagé, ces charges réparties ont été remplacées par des charges concentrées agissant au centre de gravité des sections correspondantes.

4.1.3 Charges dues au poids propre du contrefort

Deux cas ont été envisagés :

4.1.3.1 Le poids propre du contrefort a été remplacé par une force unique, agissant au niveau supérieur du modèle, qui tient compte également de la surcharge de 30 t provoquée par le trafic.

$$G_1 = 1619 \text{ t.}$$

4.1.3.2 Afin de tenir compte de l'effet de la sous-pression éventuelle, cette dernière a été déduite de la valeur G_1 . Nous désignerons l'effet du poids propre et de la sous-pression par :

$$G_2 = 1221 \text{ t.}$$

Il va de soi que le remplacement du poids propre du contrefort par une charge unique ne correspond pas à la réalité. Toutefois, il donne certainement une image pessimiste des efforts aux endroits examinés en premier lieu dans cette étude, c'est-à-dire les angles des galeries et la zone du parement aval située au niveau de ces ouvertures.

4.2 Hypothèses concernant les modules d'élasticité

Le radier repose sur un fond de rocher de module relativement faible, nécessitant son injection dans la zone amont. Afin de tenir compte de ces conditions, deux possibilités limites ont été envisagées comme indiqué sous 2.

4.3 Hypothèses concernant le coefficient de frottement radier-rocher

La première investigation était basée sur l'hypothèse que le redan reprenait la totalité des forces horizontales. Le dépouillement des résultats montre toutefois que la participation du redan n'est que d'environ 30 % (voir figure 9). Le reste est repris par frottement le long du radier. Le coefficient de frottement, déterminé par la méthode du plan incliné [1]¹ est dans ce cas de 0,278.

Afin d'obtenir une meilleure idée de l'influence de ce frottement sur la distribution des efforts internes, et en particulier sur l'accumulation des contraintes au voisinage de la naissance du redan, deux autres coefficients de frottement ont été utilisés : $\mu = 0,49$ et $\mu = 1,0$. Ces coefficients sont obtenus de la façon suivante : pour $\mu = 0,49$ on a collé sur le matériau symbolisant le rocher une toile d'émeri SIA n° P.80 alors que pour $\mu = 1,0$ cette toile était également collée sous la semelle d'un modèle d'Araldite B. Ce modèle présente la particularité de ne pas posséder de redan, par ailleurs ses dimensions sont identiques au modèle défini par la figure 1. L'essai ainsi réalisé permet de montrer que toute la charge horizontale peut être reprise entièrement par le frottement.

¹ Les chiffres entre crochets renvoient à la bibliographie en fin d'article.

5. Modèles

5.1 Choix

En réalité, le contrefort est relié au redan de façon continue de sorte que, dans l'ensemble, il s'agit d'un problème tridimensionnel. Toutefois, les réseaux d'isochromes recueillis dans la région située au-dessous de la cote 750.80 fourniront tout de même des indications sur la distribution réelle des contraintes, par exemple en ce qui concerne l'effet du coefficient de frottement sur la concentration de contraintes à l'emplanture du redan. On peut admettre que les valeurs obtenues par l'essai de photoélasticité constituent une borne supérieure des efforts, car il n'est pas alors tenu compte de la solidarité du radier perpendiculairement au plan du contrefort. Pour obtenir une représentation des efforts plus proche de la réalité, il faudrait procéder au figeage des contraintes dans un modèle qui respecterait l'homologie géométrique des différents éléments du barrage. On obtiendrait alors la distribution des contraintes en découpant le modèle tranche par tranche et moyennant quelques adaptations de la méthode utilisée en élasticité bidimensionnelle. Toutefois, comme le problème posé consiste à déterminer le niveau des contraintes au voisinage des galeries, une telle étude n'a pas été entreprise.

Cependant, le problème de la concentration des efforts autour des galeries peut être considéré comme un problème

de disque car du couronnement jusqu'à la jonction avec le radier, c'est-à-dire sur une hauteur de 25 m, le contrefort possède une épaisseur constante justifiant le traitement du problème en élasticité bidimensionnelle.

5.2 Exécution

Les modèles ont été réalisés à l'échelle 1 : 100 avec une précision de $\pm 0,1$ mm, ce qui correspond à une variation en grandeur nature de ± 1 cm. Pour le relevé du réseau des isochromes, c'est-à-dire pour la détermination quantitative des contraintes aux bords libres de charge, ces modèles sont découpés dans une plaque d'Araldite B tandis que le relevé des isoclines s'effectue sur un modèle en verre acrylique.

Le rocher injecté a été reproduit soit par l'Araldite B soit par du polypropylène, le rocher non injecté soit par du polypropylène soit par la résine S de la maison Kundert & C^{ie}.

Les propriétés optiques de l'Araldite B ont été fournies par un essai de flexion pure et un essai de point pressé, la valeur de frange ainsi obtenue vaut :

$$s = 11,2 \text{ kg/cm}^2 \text{ ordre pour } 1 \text{ cm d'épaisseur de plaque.}$$

Les propriétés mécaniques des différents matériaux sont résumées dans le tableau suivant :

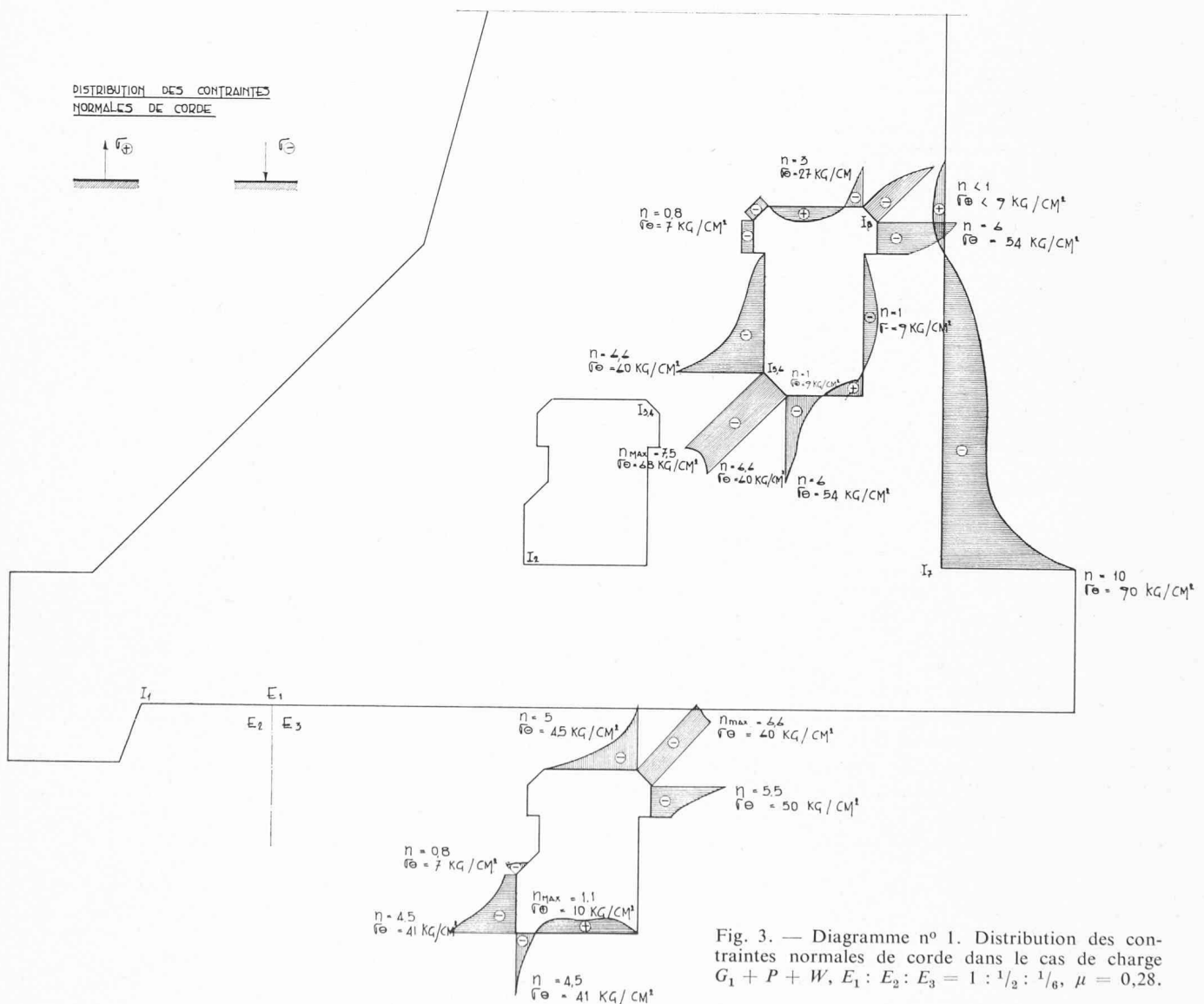


Fig. 3. — Diagramme n° 1. Distribution des contraintes normales de corde dans le cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/8$, $\mu = 0,28$.

Matériau	E (kg/cm ²) valeur donnée par le fabricant à 20°C
Araldite B	30 000
Polypropylène . .	12 700
Résine Kundert type S	5 000
Verre acrylique . .	32 000

nues sur modèle d'Araldite B en lumière monochromatique au sodium afin d'obtenir une bonne définition du réseau dans les zones fortement sollicitées. Pour déterminer la position des isochromes d'ordre 1 et 2, on procède également à une inspection du modèle en lumière blanche car les deux premiers ordres présentent des teintes caractéristiques qui ne se retrouvent pas dans les ordres supérieurs [2] [3] [4]. Aux bords libres de charge, tels que le parement aval du contrefort ou le pourtour des ouvertures de galeries, nous pouvons immédiatement déduire de l'ordre des isochromes la valeur de la contrainte normale de corde. En effet, sur le bord même, la contrainte perpendiculaire du

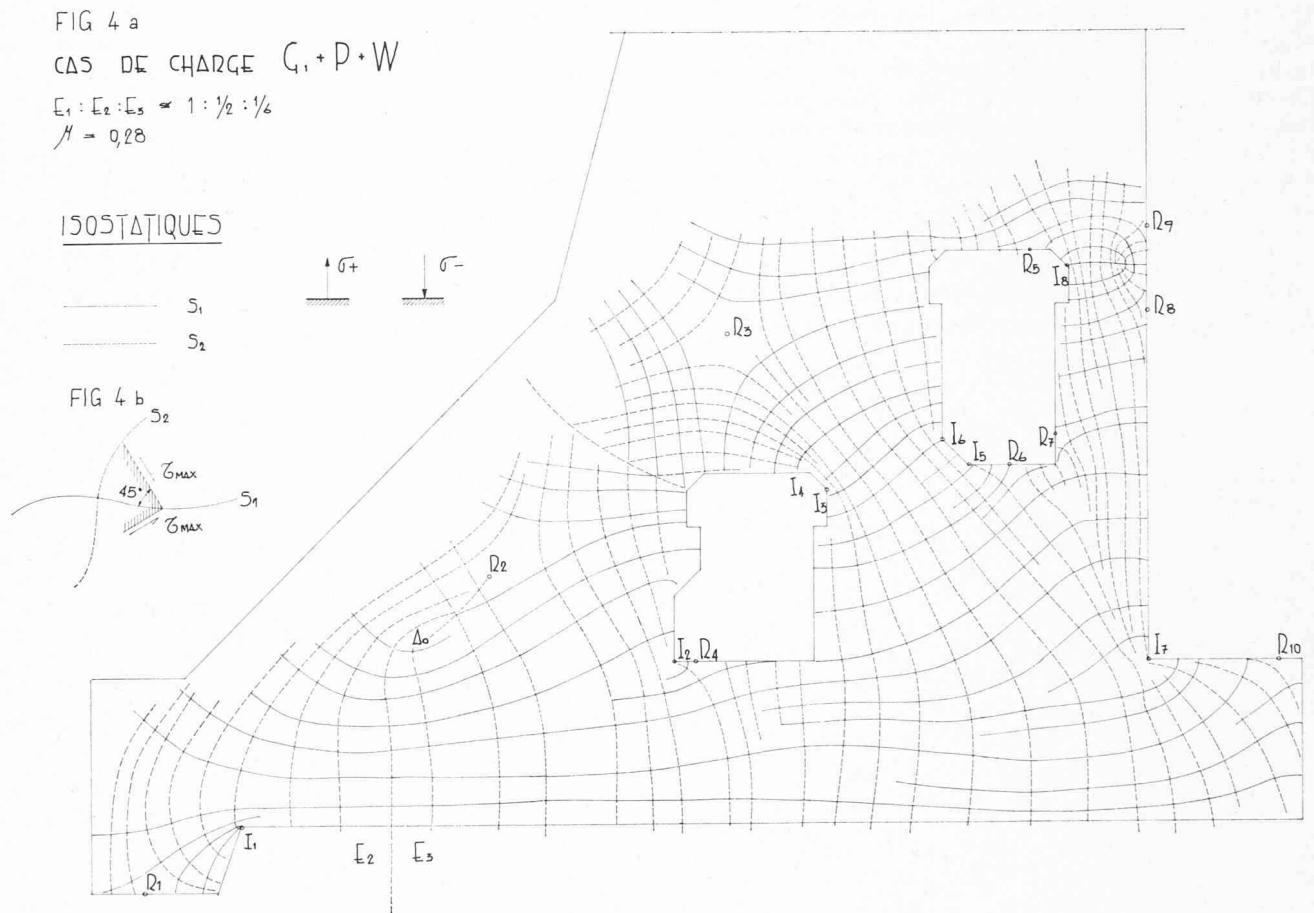


Fig. 4 a). — Diagramme n° 2. Tracé des isostatiques pour le cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$, $\mu = 0,28$.

Fig. 4 b). — Sens du cisaillement maximum lorsqu'on passe de l'isostatique s_2 à l'isostatique s_1 .

Afin de réaliser le rapport des modules mentionné au point 2, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/3 : 1/6$, l'épaisseur de la plaque de polypropylène sera de 12 mm et celle de verre acrylique de 8 mm.

Remarquons toutefois qu'un essai de flexion destiné à vérifier ces valeurs donne des variations assez sensibles par rapport aux données d'usine. Le module d'élasticité varie avec la température et de plus les résines à faible module présentent un fluage important. Ces différences n'influencent cependant pas de façon appréciable la distribution des contraintes à l'intérieur du contrefort.

6. Obtention des réseaux

6.1 Isochromes

Les isochromes représentent les lieux de même différence des contraintes principales ($\sigma_1 - \sigma_2$). Elles sont obtenues

bord est nulle de sorte que $\sigma_1 = (\sigma_1 - \sigma_2)$. La contrainte dans le contrefort grandeur nature est alors donnée par les lois de la similitude [2] [5].

$$\sigma = \sigma' \cdot \frac{\kappa}{\lambda \cdot \delta}$$

avec κ rapport des forces $\kappa = F/F'$
 λ rapport des longueurs $\lambda = L/L'$
 δ rapport des épaisseurs $\delta = e/e'$

L'indice ' désigne les grandeurs se rapportant au modèle. Dans notre cas $\kappa = 8000$, $\lambda = 100$, $\delta = 100$, d'où $\sigma = \sigma' 0,8$.

En d'autres termes, la contrainte dans la structure réelle vaudra les 80 % de la contrainte dans le modèle. Cette contrainte dans le modèle se détermine à l'aide de l'ordre des isochromes de la façon suivante :

$$\sigma' = n \cdot s$$

où n représente l'ordre des isochromes et s la constante de frange.

Un essai de flexion pure a donné :

$$s = 11,2 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{ordre}.$$

En définitive, nous obtiendrons la contrainte aux bords libres de la structure réelle par la relation

$$\sigma = n \cdot s \cdot 0,8 \text{ kg/cm}^2$$

et, en remplaçant s par sa valeur :

$$\sigma = n \cdot 8,96 \text{ kg/cm}^2.$$

La distribution des contraintes normales de corde est représentée pour le cas de charge déterminant dans le diagramme n° 1 (figure 3).

Notons que dans les angles rentrants, désignés sur les diagrammes 1 et 2 par I la contrainte devient théoriquement infinie. En réalité, la plastification du matériau évite la rupture entraînée par une contrainte infinie.

6.2 Isoclines

Les isoclines représentent le lieu des points de même orientation des contraintes principales ; elles permettent donc de tracer les trajectoires des isostatiques. Pour les obtenir, on a réalisé un modèle en verre acrylique ; en effet, ce matériau a une constante s très grande de sorte que l'image des isoclines n'est pas perturbée par la présence d'isochromes avec l'échelle des forces adoptée dans notre cas. La méthode qui consiste à travailler avec deux modèles séparés, l'un pour les isochromes, l'autre pour les isoclines permet en outre un contrôle de la position des points singuliers d'ordre un qui sont en même temps isochromes d'ordre zéro.

Le tracé des isostatiques est réalisé en séparant les deux familles de courbes orthogonales. On sait en effet qu'en cheminant le long d'une isostatique de même espèce, la contrainte principale qui lui est tangente reste en permanence algébriquement supérieure (ou inférieure) à la contrainte le long de l'autre famille. Dans le tracé du diagramme n° 2 (figure 4) la contrainte algébriquement la plus grande est désignée par σ_1 et l'isostatique correspondante par s_1 . Les contraintes positives sont des tractions. Cette hypothèse possède entre autres avantages [3] de donner le sens du cisaillement maximum qui passe de s_2 à s_1 comme l'indique la figure 4 b.

7. Influence du frottement

L'examen des isochromes pour un même cas de charge ($G_1 + P + W$) mais dans lequel le coefficient de frottement passe successivement de $\mu = 0,28$ à $\mu = 0,49$ puis à $\mu = 1,0$ montre l'influence décisive de ce dernier sur la distribution des contraintes. C'est ainsi que dans la zone voisine du raccord entre le contrefort et le radier (point I_7) l'ordre passe de 10 avec $\mu = 0,28$ à 2,5 avec $\mu = 1,0$; dans le cas $\mu = 1,0$, on a utilisé un modèle sans redan amont, montrant par là que ce redan devient inutile dès que le coefficient de frottement est suffisant.

8. Contrainte de traction à la naissance du redan

Afin d'obtenir la contrainte de traction au point I_1 on a utilisé la méthode préconisée par Frocht [2] qui consiste à écrire les conditions d'équilibre pour un petit élément horizontal dont la hauteur vaut $\frac{1}{2}$ cm et découpé comme l'indique la figure 5 a.

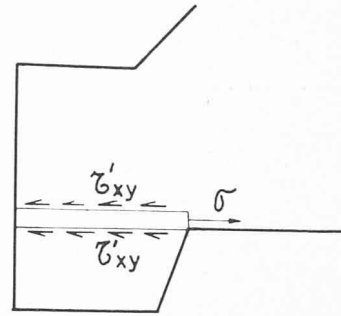


Fig. 5 a). — Définition de l'élément envisagé lors du calcul de la contrainte de traction à la naissance du redan.

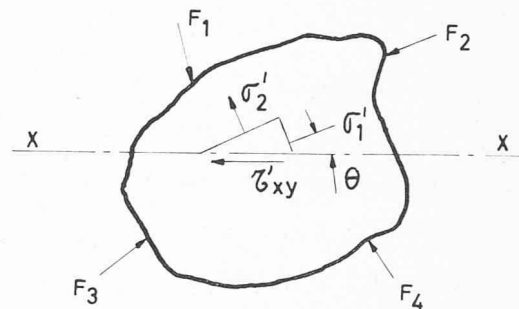


Fig. 5 b). — Calcul de τ'_{xy} .

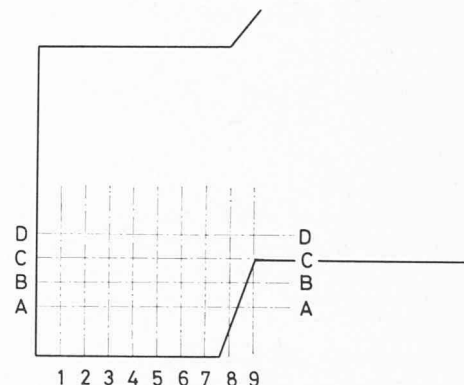


Fig. 6. — Définition des sections utilisées pour le calcul de $n = n(x)$ et $\theta = \theta(x)$ lors des coupes CC et DD.

VARIATION DE θ LE LONG DE C-C ———
VARIATION DE θ LE LONG DE D-D - - - - -

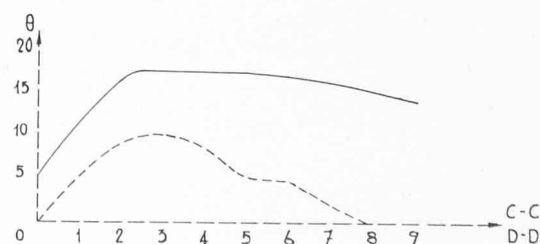


Fig. 7. — Variation de θ (orientation des contraintes principales par rapport à l'axe des x) en fonction des positions définies à la figure 6, pour les sections CC et DD.

VARIATION DE $n = (\sigma'_1 - \sigma'_2)$ LE LONG DE C-C ———
 VARIATION DE $n = (\sigma'_1 - \sigma'_2)$ LE LONG DE D-D - - - - -

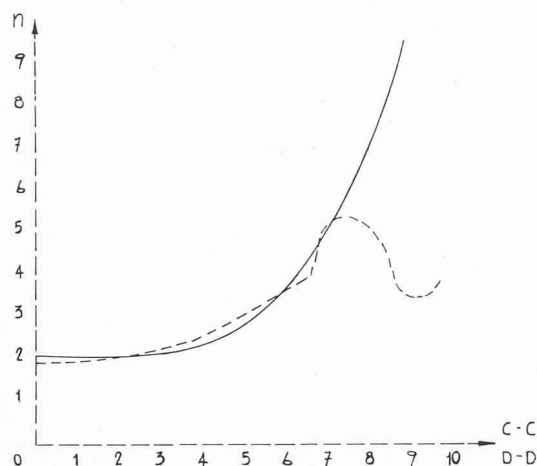


Fig. 8. — Variation de n (différence des contraintes principales) en fonction des positions définies à la figure 6, pour les sections CC et DD.

La condition $\Sigma X = 0$ nous donne :

$$\sigma'_z \cdot \Delta A = (\Sigma \tau'_{xy} \cdot \Delta A)_{C-C} - (\Sigma \tau'_{xy} \cdot \Delta A)_{D-D}$$

La distribution des τ'_{xy} est elle-même obtenue dans chaque section par la relation (figure 5 b) :

$$\tau'_{xy} = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin 2\theta.$$

Dans cette expression $(\sigma'_1 - \sigma'_2)$ est relevé à partir du réseau des isochromes et $\sin 2\theta$ calculé à partir des indications fournies par le réseau d'isoclines (figures 6, 7 et 8) θ représente en effet le paramètre de l'isocline au point considéré. Le détail des calculs est représenté par les tableaux I et II.

On constate donc une contrainte de traction dans le modèle d'environ $\sigma' = 6,8 \cdot 11,2 = 76 \text{ kg/cm}^2$.

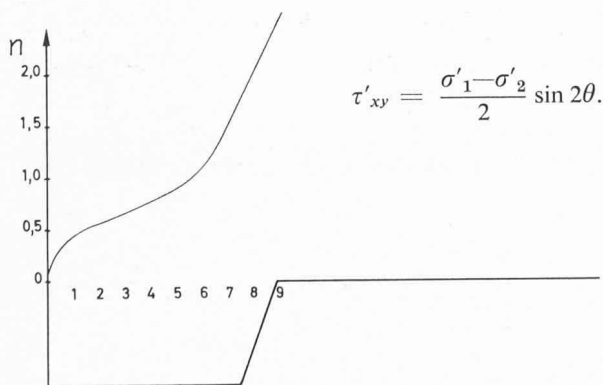


Fig. 9. — Distribution des τ'_{xy} le long de la section CC. La surface comprise entre cette courbe, l'axe des x et les deux ordonnées 0 et 9 donne la part de la participation du redan à la reprise des forces horizontales. Le dépouillement de ce diagramme montre que cette participation est d'environ 30 % pour le cas $\mu = 0,28$.

TABEAU I

Contraintes τ'_{xy} au niveau C-C

N°	$\sigma'_1 - \sigma'_2$ [ordre]	θ° para- mètre de l'isocline	$\sin 2\theta$	$\tau'_{xy} =$ $\frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2)$ $\sin 2\theta$ [ordre]	$\tau'_{xy} \cdot \Delta A$ [10 · ordres · cm ²]
0 - 1	2,00	9	0,309	0,309	1,55
1 - 2	2,00	15	0,5	0,5	2,5
2 - 3	2,07	17,5	0,574	0,590	2,95
3 - 4	2,27	18	0,588	0,67	3,35
4 - 5	2,65	18	0,588	0,776	3,88
5 - 6	3,25	18	0,588	0,955	4,78
6 - 7	4,30	17,5	0,574	1,235	6,17
7 - 8	6,20	16,5	0,546	1,7	8,5
8 - 9	8,50	15,5	0,515	2,19	11,0
$\Sigma =$					44,7

TABEAU II
 τ'_{xy} au niveau D-D

N°	$\sigma'_1 - \sigma'_2$ [ordre]	θ° para- mètre de l'isocline	$\sin 2\theta$	$\tau'_{xy} =$ $\frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_2)$ $\sin 2\theta$ [ordre]	$\tau'_{xy} \cdot \Delta A$ [10 · ordres · cm ²]
0	2	2,5	0,087	0,087	0,43
1	2	8,0	0,275	0,275	1,38
2	2,1	10	0,342	0,359	1,8
3	2,5	10	0,342	0,427	2,13
4	2,9	6,5	0,224	0,325	1,62
5	3,4	5	0,173	0,295	1,48
6	4,1	4	0,139	0,285	1,43
7	5,3	1	0,034	0,090	0,45
8	4,3	0			
9				$\Sigma =$	10,72

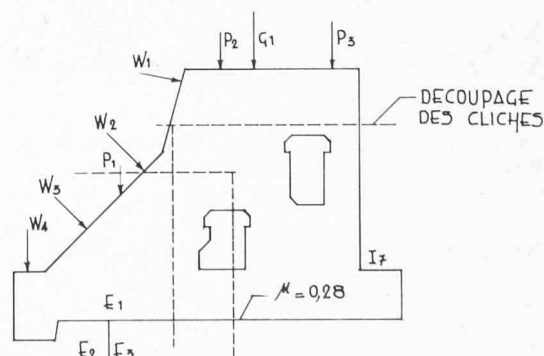
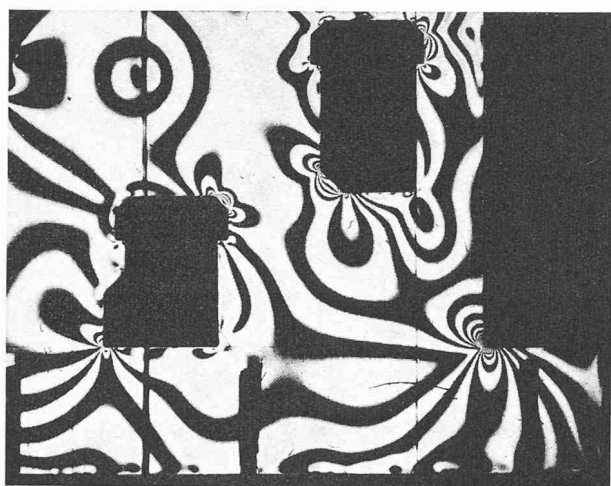
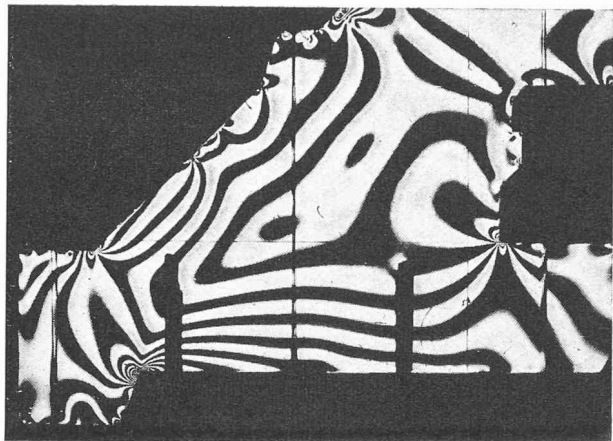
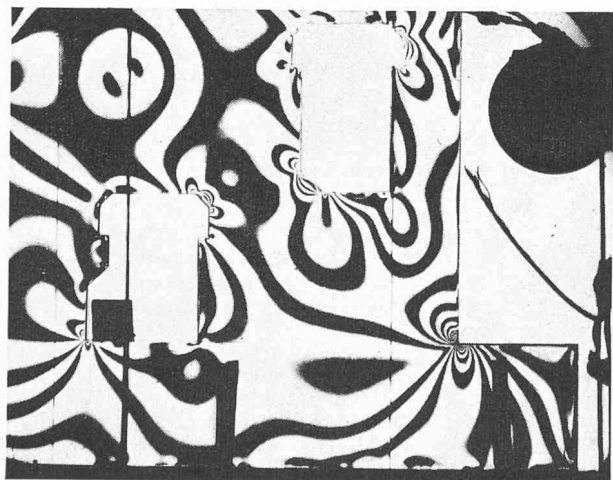


Fig. 10. — Position des clichés dans le cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$, $\mu = 0,28$.



Cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$, $\mu = 0,28$
Isochromes d'ordres entiers (polaroïdes croisés, polarisation circulaire). Définition des clichés selon figure 10.



Cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$, $\mu = 0,28$
Isochromes demi-ordres (polaroïdes parallèles, polarisation circulaire). Définition du cliché selon figure 10.

9. Conclusion

Cette étude montre qu'il est possible de créer les ouvertures pour le passage des galeries. Le niveau de la contrainte normale de corde est de l'ordre de 90 kg/cm^2 au voisinage du point situé au raccord aval entre le contrefort

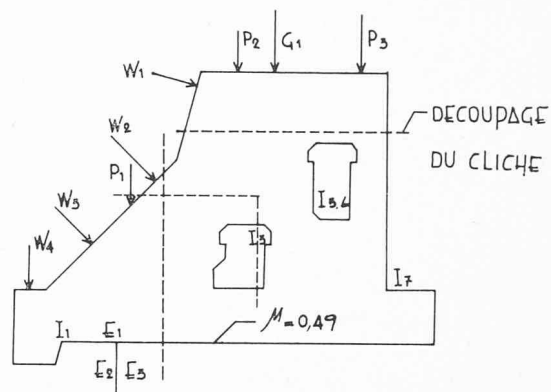
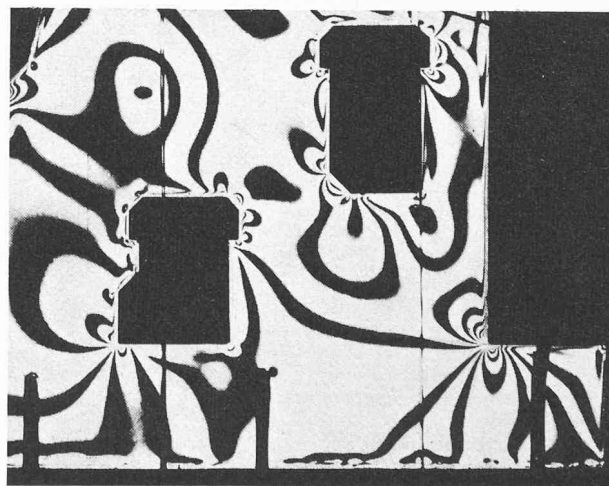
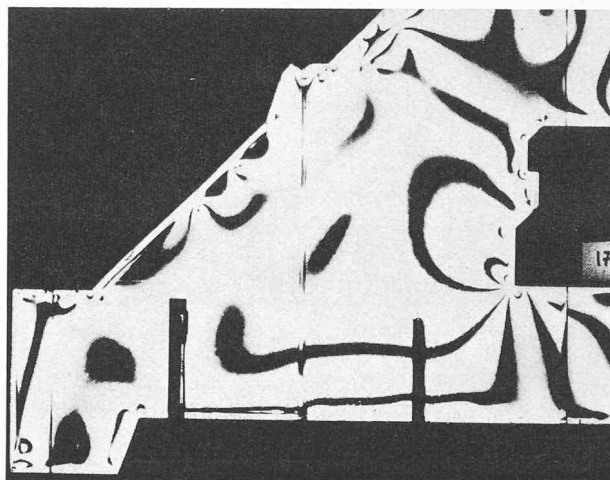


Fig. 11. — Position des clichés dans le cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 = 1 : 1/2$, $1/6$, $\mu = 0,49$.



Cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$, $\mu = 0,49$
Isochromes d'ordres entiers (polaroïdes croisés, polarisation circulaire). Définition des clichés selon figure 11. On notera l'effet de bord, dû au vieillissement, et qui ne permet plus qu'une estimation qualitative.

et le radier. Le long du pourtour des galeries, la contrainte maximale est située au point I_6 et vaut environ 70 kg/cm^2 . Théoriquement, la contrainte est infinie à chaque angle rentrant, c'est-à-dire aux points $I_1 I_2 \dots$ etc. En réalité, la contrainte serait voisine de celle indiquée par l'étude photoélastique, soit que le matériau soit plastifié dans une petite

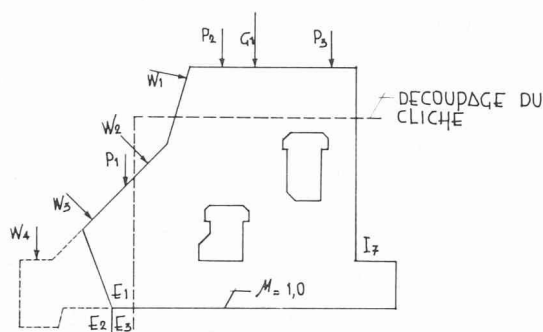
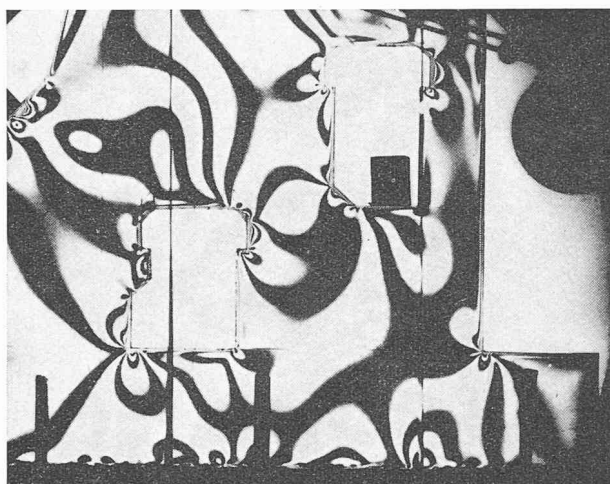


Fig. 12. — Position des clichés dans le cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$, $\mu = 1,0$.



Cas de charge $G_1 + P + W$, $E_1 : E_2 : E_3 = 1 : 1/2 : 1/6$, $\mu = 1,0$, Isochromes demi-ordres (polaroïdes parallèles, polarisation circulaire). Définition du cliché selon figure 12. On notera l'effet de bord dû au vieillissement ainsi que la diminution des contraintes au point I_7 .

zone voisinant le point, soit qu'il y ait en réalité un certain rayon de courbure dans le béton au point envisagé, soit enfin qu'il existe une combinaison de ces deux effets [6] [7] [8]. Enfin, comme ces points d'accumulation de contraintes se produisent le long d'isostatiques comprimées, ce phénomène ne devrait pas conduire à une fissuration de la zone.

La variation des modules d'élasticité du rocher de fondation sur la distribution des contraintes ne joue qu'un rôle secondaire [2] [10]. Par contre, le coefficient de frottement béton-rocher est déterminant sur les contraintes au voisinage de la naissance du redan et à la jonction du parement aval du contrefort avec le radier, les efforts autour des ouvertures diminuant également lorsque μ augmente.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] FAVRE : *Cours de Mécanique I et II*. Dunod et Lehmann, 1949.
- [2] FROCHT : *Photoelasticity I et II*. John Wiley, 1941.
- [3] PIRARD : *La Photoélasticité*. Dunod, 1947.
- [4] JESSOP & HARRIS : *Photoélasticité*. Dunod, 1952.
- [5] FAVRE : *Cours de mécanique III*. Dunod et Lehmann, 1949.
- [6] WYSS : *Die Kraftfelder in festen elastischen Körper*. Springer, 1926.
- [7] KUSKE : *Spannungsoptische Untersuchung einer Wandscheibe mit Türöffnungen*. Die Bautechnik, 1959.
- [8] ZELLERER & THIEL : *Über das Kraftfeld einer Tragwand auf zwei Stützen...* Die Bautechnik, 1959.
- [9] MARTINOLA : *Photoelastische Untersuchungen an den Wehrpfeilen des Kraftwerkes Schaffhausen*, Schweizer Bauzeitung, 1962.
- [10] BREPSON : *Détermination des contraintes dans les massifs de base d'un barrage à contreforts*. Thèse, Lyon, 1952.

Adresse de l'auteur :
Léopold Pflug, 1249 Avully, Genève.

SOCIÉTÉ VAUDOISE DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

(Section SIA, fondée en 1874)

Rapport d'activité 1969

Sommaire

1. Avant-propos
2. Effectifs
 - 2.1 Tableau
 - 2.2 Commentaires
3. Activité des organes de la société
 - 3.1 Assemblée générale ordinaire
 - 3.2 Assemblée générale extraordinaire
 - 3.3 Comité, composition et répartition des tâches
 - 3.4 Vérificateurs des comptes
 - 3.5 Délégués
 - 3.6 Groupe des ingénieurs
 - 3.7 Groupe des architectes
 - 3.8 Commissions SVIA et commissions mixtes
 - 3.8.1 Commission romande de formation continue
 - 3.8.2 Commission des visites et conférences
 - 3.8.3 GTB
 - 3.8.4 GTGC
 - 3.8.5 Commission de la Série de prix
 - 3.8.6 Commission de coordination
 - 3.8.7 Commission paritaire du bâtiment
 - 3.9 Comité, Commissions, délégations de la SVIA
 - 3.10 Conseil de l'EPSIC
 - 3.11 Technicum du soir
4. Publications
 - 4.1 Bulletin technique de la Suisse romande
 - 4.2 Commission romande d'information et de relations publiques
 - 4.3 Information interne
 - 4.4 Guides d'architecture contemporaine
5. Relations avec la SIA et les autres sections
 - 5.1 Relations avec la SIA
 - 5.1.1 Assemblée des délégués
 - 5.1.2 Membres SVIA des comités, commissions et groupes spécialisés de la SIA
 - 5.2 Relations avec les autres sections
 - 5.2.1 Conférence des présidents romands
 - 5.2.2 Conférence romande du génie civil
 - 5.2.3 Conférence romande du bâtiment
6. Prix et bourses SVIA
7. Secrétariat permanent
8. Rapport de gestion 1968 — commentaires
 - 8.1 Comptes de pertes et profits 1969
 - 8.2 Bilan au 31 décembre 1969
 - 8.3 Comparaison budgétaire au 31 décembre 1969
 - 8.4 Rapport de vérification des comptes — exercice 1969
 - 8.5 Budget pour 1970

1. Avant-propos

En 1969, l'activité de notre société s'est encore développée, comme en témoigne le rapport détaillé que présentent ici le comité de la section et tous les nombreux responsables de nos diverses actions. Le travail accompli, les résultats obtenus, le plus souvent ignorés par nos propres membres et à plus forte raison par la plupart des gens, sont importants. L'utilité de la SVIA, souvent contestée, se révèle cependant de plus en plus grande dans la mesure où nos