

Calcul des murs de soutènement

Autor(en): **Vautier, Alph.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes**

Band (Jahr): **6 (1880)**

Heft 3

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-7755>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

BULLETIN

DE LA SOCIÉTÉ VAUDOISE

DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

PARAISANT 4 FOIS PAR AN

Prix de l'abonnement annuel : pour la SUISSE, 3 fr.; pour l'ÉTRANGER, 3 fr. 50 cent.

Pour les abonnements et la rédaction, s'adresser à M. Georges Bridel éditeur, place de la Louve, à Lausanne.

Sommaire. — Calcul des murs de soutènement (avec planche) (*fin*), par M. ALPH. VAUTIER, ing. — Notice sur le pont du Javroz, par M. AMÉDÉE GREMAUD, ingénieur cantonal, à Fribourg (avec planche). — Nécrologie. — Avis. — Bulletin bibliographique.

CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT

par M. ALPH. VAUTIER, ingénieur.

(Fin.)

Le poids du mètre cube de maçonnerie dépend de celui des matériaux et de la proportion du mortier. Il varie donc beaucoup d'un lieu à un autre, et selon l'espèce de maçonnerie.

Voici quelques renseignements utiles pour le déterminer.

Tableau de la quantité des matériaux employés par mètre cube de maçonnerie.
(D'après Claudel et Laroque.)

	Mortier	Pierres
Maçonnerie en pierres de taille	0.065	0.935
» de briques	0.100	0.900
» de moellons d'appareil	0.200	0.800
» ordinaire de massifs ou murs en moellons à parements bruts	0.300	0.700
» en blocages de petits moellons	0.250	0.750
	0.320	0.680
	0.400	0.600

Le poids du mètre cube de mortier peut être évalué à 1650 ou 1750 k. lorsqu'il est sec.

Le poids des moellons fait l'objet de nombreuses listes, insérées dans les aide-mémoire, mais on conçoit que ces renseignements, relatifs surtout aux matériaux français, ne suffisent pas lorsqu'on a en vue un ouvrage important. Il est facile de déterminer la densité des pierres à employer en pesant un échantillon dans l'air, puis immergé dans l'eau. Soit P le poids de l'échantillon pesé dans l'air, et p celui qu'il a lorsqu'il est immergé. La différence de ces deux poids est celui du volume d'eau déplacé. Or l'eau pesant 998 k. par mètre cube à la température ordinaire, le poids du mètre cube de pierre sera donné

par la formule $\frac{998 P}{P - p}$

En opérant ainsi j'ai trouvé les poids suivants :

Cailloux de Meillerie	2650 kil.
Calcaire du Mauremont	2400 »
Molasse	2300 »

En évaluant à 0^m35 le volume du mortier qui entre dans un mètre cube de maçonnerie ordinaire en moellons irréguliers,

on peut évaluer le poids du mètre cube de maçonnerie comme suit :

Maçonnerie ordinaire en cailloux de Meillerie	2310 kil.
» » en calcaire du Mauremont	2150 »
» » en molasse	2090 »

La maçonnerie de briques varie selon le poids de celles-ci, de 1600 à 1800 kil.

Pour la maçonnerie sèche bien arrangée, on peut admettre qu'elle renferme 0^m730 de plein pour 0^m270 de vide.

Vérification de la stabilité.

Soit ABEC la partie supérieure d'un mur qui doit supporter la pression d'un massif de terres ABM. (Fig. 1.)

Nous nous proposons de vérifier si cette partie de mur est stable sur le joint horizontal AC.

La poussée sera calculée par la formule $T = Dh^2K$, selon les indications données au chapitre I. La hauteur h à introduire dans la formule est celle de la surface des terres en dessus du joint considéré. Dans les figures 1 à 5, cette hauteur est désignée par la ligne AB. La poussée passe par le point F au tiers de la hauteur AB, à partir de A, et sa direction est parallèle à BM.

Soit G le centre de gravité du mur. La verticale GV passant par ce point, rencontre en I la direction de la poussée FT.

Choisissant une échelle convenable pour représenter les forces, nous prenons IT = T et IP = P, c'est-à-dire au poids du mur calculé comme il a été dit.

La diagonale IR du parallélogramme construit sur ces deux lignes représentera en grandeur et en direction leur résultante. Je la désignerai par R.

Pour que le mur soit stable, il faut :

1° Que la résultante R passe entre les points A et C; il est, en effet facile de voir que son moment, par rapport au point C, tend alors à appliquer le mur sur sa base; lorsqu'au contraire il passe au delà du point C, à l'extérieur du joint, ce moment tend à le renverser en le faisant pivoter sur l'arête C.

Si la résultante passe par le point C, l'équilibre est strict.

2° Il faut que le maximum de pression que produit cette résultante sur le joint AC ne dépasse pas celui que la maçonnerie peut supporter sans se désagréger; c'est dire que la résultante doit traverser le joint AC à une certaine distance du point C.

Soit $u = CS$ cette distance et l la largeur AC; il existe plusieurs règles empiriques pour déterminer la distance u .

Quelques ingénieurs anglais font $u \geq \frac{1}{8} l$, tandis que quelques ingénieurs français font $u \geq \frac{1}{5} l$.

On trouve aussi indiqué $u \geq \frac{1}{3} l$, par analogie avec la condition de stabilité des voûtes.

Ces discordances s'expliquent par le fait que les maçonneries sont diverses et aussi parce que la stabilité d'un mur dépend souvent de la plus ou moins grande compressibilité du sol sur lequel il repose. Nous étudierons plus loin la stabilité des fondations sur terre.

Il est beaucoup plus exact de déterminer quel est le maximum de pression par unité de surface que supporte la partie la plus chargée du joint AC.

On sait que, lorsque un solide à base rectangulaire repose sur un plan et qu'il est sollicité par une force normale à ce plan, le maximum de pression par unité de surface de la base est donné par les formules :

$$p = \left(4 - 6 \frac{u}{l}\right) \frac{V}{lb}, \text{ lorsque } u > \frac{1}{3} l.$$

$$p = \frac{2}{3} \frac{V}{ub}, \text{ lorsque } u < \frac{1}{3} l.$$

$$p = \frac{V}{lb}, \text{ lorsque } u = \frac{l}{2}. \quad (6)$$

Dans ces formules, V est la pression normale et b la largeur du rectangle dans le sens perpendiculaire à la ligne sur laquelle la pression varie.

Dans notre cas, $b = 1^m$ $l = AC$ $u = CS$.

M. l'ingénieur Bouvier a établi que, lorsque la pression est inclinée, ces formules doivent être remplacées par les suivantes :

$$p = \left(4 - 6 \frac{u}{l}\right) \frac{R^2}{lVb}, \text{ lorsque } u > \frac{1}{3} l. \quad (4)$$

$$p = \frac{2}{3} \frac{R^2}{bVu}, \text{ lorsque } u < \frac{1}{3} l. \quad (5)$$

Dans la fig. 1, R = IR et V est la composante verticale IV de cette résultante.

En exprimant les longueurs u, l et b en centimètres et les forces en kilogrammes, p sera le maximum de pression en kilogrammes par centimètre carré.

Maximum de pression qu'on peut faire supporter sans danger par la maçonnerie.

Lorsque les matériaux qui composent la maçonnerie sont de forme régulière et s'appliquent bien les uns sur les autres, comme dans la maçonnerie de pierres de taille ou de briques, on peut admettre comme coefficient de pression le dixième du poids qui écraserait ces matériaux, car le rôle du mortier est secondaire et son écrasement n'entraînerait pas la ruine de l'ouvrage.

Il n'en est pas de même pour la maçonnerie de blocage ou de moellons irréguliers où la proportion de mortier est bien plus considérable et où il agit comme liant. Dans ces sortes de maçonneries on a surtout égard à la résistance du mortier.

Voici quelques données extraites de divers ouvrages :

TABLEAU N° III
des pressions par centimètre carré que peut supporter la maçonnerie.

Béton.....	2 à 4 ^k
Maçonnerie de moellons informes et en mortier de chaux ordinaire.....	4 à 6 ^k
Maçonnerie de moellons et mortier de bonne chaux hydraulique	6 à 10 ^k
Vieille maçonnerie en mortier de chaux hydraulique de très bonne qualité	10 à 14 ^k
Maçonnerie en mortier de ciment, selon la qualité du ciment.....	14 à 30 ^k

La maçonnerie en pierres sèches est dans des conditions bien différentes que la maçonnerie à mortier, et il n'est pas possible de déterminer comment les pressions se répartissent entre les diverses surfaces de contact que les pierres ont entre elles. Il paraît logique d'imposer la condition $u > \frac{1}{3} l$, car on est ainsi assuré qu'il n'y aura aucune pression négative (tension) dont la maçonnerie sèche est évidemment incapable.

3° La troisième condition d'équilibre est relative au glissement du mur sur le joint AC.

Si nous décomposons la résultante R en deux forces, l'une IH parallèle au joint et l'autre IV normale à ce joint, nous constatons que la composante parallèle, que nous nommerons H, tend à faire glisser le mur sur le joint AC, tandis que la composante normale V engendre un frottement fV, f désignant le coefficient de frottement des deux surfaces en contact.

Pour l'équilibre on doit avoir $fV \geq H$, (7)

d'où $\frac{H}{V} \leq f$.

Ce rapport se mesure facilement sur l'épure en prenant Iv = 1, la parallèle vr au joint AC sera égale à $\frac{H}{V}$.

Lorsque la maçonnerie est appareillée de manière que le plan de glissement soit nécessairement incliné, comme le joint AC' de la figure 2, la tendance au glissement est moins dangereuse, ce dont on s'assure en mesurant la ligne rv obtenue comme il a été dit.

Les coefficients f qui mesurent le frottement des deux surfaces en contact ont les valeurs suivantes :

TABLEAU N° IV

Frottement de maçonnerie sur maçonnerie.....	f = 0.76
» sur béton ou sur rocher sec	f = 0.76
» sur argile sèche	f = 0.51
» sur argile mouillée	f = 0.30
» sur mortier frais.....	f = 0.57

Il est souvent utile de vérifier la tendance au glissement sur un joint intermédiaire entre la base d'un mur et son sommet, car, lorsque la poussée est forte et que le mortier est frais, les murs de peu de hauteur se déforment souvent par glissement.

En résumé : la vérification de la stabilité d'un mur dont le profil est projeté comporte les opérations suivantes :

On choisira les joints horizontaux pour lesquels il est opportun d'opérer la vérification : ce sera en premier lieu un joint

à la base du mur et celui à la base de sa fondation, lorsque celle-ci présente un empâtement; puis un ou plusieurs joints à diverses hauteurs du mur.

Pour chacun de ces joints, on déterminera le poids et le centre de gravité de la partie du mur qu'il supporte et la poussée des terres qui agit sur elle.

Puis on tracera l'épure des forces P, T et leur résultante R, qu'on décomposera en horizontale H et en verticale V, ce qui donnera avec *u* et *l* mesurés à l'échelle tous les éléments pour calculer la pression *p* par les formules 4 ou 5.

Cette valeur, comparée à celle du tableau N° III, indiquera si le mur est trop fort ou trop faible.

On constatera si le rapport $\frac{H}{V}$ (ou la longueur *rv*) est supérieur aux valeurs de *f* du tableau IV, ce qui indiquerait que le mur glissera sur le joint considéré.

Lorsque le mur est appareillé en joints inclinés comme C' A (fig. 2), les forces H et V à considérer pour le cas de glissement sont les composantes parallèle et normale au joint, tandis que, pour le calcul des formules 4 et 5 relatives à l'écrasement, le joint est toujours horizontal ainsi que H, V est vertical.

Le chapitre IV présentera une application numérique.

CHAPITRE III

De la butée et des fondations sur terres.

1° De la butée des terres.

La butée des terres est la résistance qu'elles opposent à la pression d'un plan vertical, tel, par exemple, que le parement d'une fondation, lorsque ce plan est sollicité par une force qui lui est normale.

C'est une réaction analogue à celle qu'exerce un pilier pour soutenir une charge; elle est égale à la pression qui agit sur elle, mais ne peut dépasser une certaine limite.

Cette limite est atteinte lorsque la pression est assez forte pour vaincre les frottements moléculaires et faire refluer le terrain au-dessus de son niveau primitif.

Lorsque la surface du terrain est horizontale, la limite de la butée qu'il peut supporter est donnée par la formule :

$$B = \frac{Dh'^2}{2} \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (8)$$

dans laquelle les lettres ont la même signification que dans notre chapitre I^{er}.

Cette formule, donnée par M. Rankine, dérive des mêmes principes que celle sur la poussée des terres.

La butée s'exerce horizontalement et a son point d'application au tiers de la hauteur *h'* du plan vertical.

La valeur de B peut être mise sous la forme $B = Dh'^2K'$, dans laquelle $K' = \frac{1 + \sin \varphi}{2(1 - \sin \varphi)}$.

Voici les valeurs de ce coefficient pour diverses valeurs de φ .

TABLEAU N° V

$\varphi =$	0°	10°	15°	20°	25°	30°	33°.40
$K' =$	0.500	0.711	0.850	1.020	1.232	1.500	1.744
$\varphi =$	35°	40°	45°	50°	55°	60°	
$K' =$	1.846	2.300	2.913	3.751	5.030	6.962	

On remarque que pour un liquide $\varphi = 0^\circ$, sa butée est $0,500 Dh'^2$ égale à sa poussée; pour un solide, $\varphi = 90^\circ$ et $B = \infty$, tandis que sa poussée est nulle. Pour la terre, qui est un intermédiaire entre les liquides et les solides, la butée peut être plus grande que la poussée.

Examinons de quelle façon agit un massif de terres *Ctt'* (fig. 6) sur un pilier de maçonnerie ABCE, lequel est soumis à une poussée provenant soit d'une voûte, soit d'un autre massif de terres agissant sur sa face AB.

Soit R l'intensité de la résultante de cette poussée, combinée avec le poids propre du pilier, et FR sa direction.

Le massif *Ctt'* exerce une poussée T' agissant selon la ligne F'T' qui rencontre la ligne FR au point I'.

Faisons I'T' = T' et I'R = R. La diagonale I'R' du parallélogramme construit sur ces deux forces sera leur résultante, c'est-à-dire celle de toutes les forces actives qui agissent sur la base AC. En la décomposant en deux forces, l'une horizontale I'H' = H' et l'autre verticale I'V' = V', nous savons que, pour qu'il n'y ait pas glissement sur le joint horizontal AC, il faut que le rapport $\frac{H'}{V'}$ soit égal ou plus petit que *f*. (Tabl. N° IV.)

Dans ce cas, le pilier n'exerce aucune pression contre les terres du massif *Ctt'* et il n'y a, par conséquent, pas de butée, mais si, comme le suppose la fig. 6, le rapport $\frac{H'}{V'} > f$, la butée interviendra pour maintenir l'équilibre, et il convient de s'assurer que son intensité ne dépasse pas la limite fixée par l'équation (8).

Soit H" la composante horizontale compatible avec l'équilibre; on a $H'' = fV'$. Portons I'H'' = H'' sur la direction de la force H'; la butée sera égale à la différence H'H'', et il sera facile de s'assurer, au moyen du tableau N° V, si elle dépasse la limite B de la butée.

Si ce cas se présente, il faut modifier le profil du pilier.

Supposons que la butée suffise pour résister au glissement, dans ce cas, la composante horizontale est I'H'', et la résultante définitive de toutes les forces actives et passives qui agissent au-dessus du joint AC sera la diagonale I'R'' du parallélogramme construit sur I'H'' et I'V'. Il restera à vérifier si la valeur de *p* calculée au moyen des équations 4 ou 5 est convenable.

Dans les applications aux constructions, il est prudent de ne compter sur un effet utile de la butée des terres que lorsqu'on est certain que celles-ci seront bien exactement appliquées par un bon damage contre le parement des maçonneries.

2° Des fondations sur terre.

Il arrive fréquemment que des ouvrages en maçonnerie sont fondés sur de la terre, et le constructeur détermine la profondeur des fondations par l'inspection de la dureté du sol. Bien que ce mode de faire donne habituellement de bons résultats, il n'est pas sans utilité de le contrôler par la théorie de l'équilibre.

Nous savons déterminer, au moyen des équations 4, 5 et 6, le maximum de pression par unité de surface que supporte la base d'un ouvrage en maçonnerie; cette pression exige du sol sur lequel il repose une contrepression ou réaction égale et de sens contraire.

On conçoit que la terre, considérée comme un corps granuleux, tend à se mettre en mouvement lorsqu'elle est soumise à

une pression, et que ce mouvement ne peut être empêché que par le frottement des molécules.

Si donc une surface de terre AC (fig. 6) est soumise à une pression verticale p par centimètre carré, il faut que cette pression ne dépasse pas celle qui ferait refluer les molécules de terre au-dessus du niveau tt' . La limite de la pression qu'on peut faire supporter à cette surface de terre dépendra donc de la hauteur h' , du poids du mètre cube D et de l'angle φ qui mesure le frottement moléculaire.

Lorsque la surface tt' est horizontale, cette limite de pression est exprimée par la formule :

$$p' = Dh' \frac{(1 + \sin \varphi)^2}{(1 - \sin \varphi)^2} = Dh'K'' \quad (9)$$

Voici le tableau de K'' pour diverses valeurs de φ .

$\varphi =$	0°	10°	15°	20°	25°	30°	33° 40'
$K'' =$	1.000	2.020	2.89	4.16	6.07	9.00	12.17
$\varphi =$	35°	40°	45°	50°	55°	60°	
$K'' =$	13.63	21.15	33.94	44.73	101.30	193.80	

L'équation (9) permet de déterminer le minimum de profondeur des fondations compatible avec l'équilibre lorsqu'on connaît le maximum de pression par mètre carré transmis par la maçonnerie. Elle donne $h' = \frac{p}{DK''}$.

Si, par exemple, $p = 50000^k$ par mètre carré (5^k par centimètre carré), on aura :

Pour $D = 1900$ et $\varphi = 45^\circ$ (bonnes terres) $h' = 0.77$.

Pour $D = 1800$ et $\varphi = 10^\circ$ (mauvais terrain) . . . $h' = 6.68$.

On voit par ce dernier exemple qu'on est conduit, toutes les fois que le terrain n'est pas de très bonne qualité, à élargir la base de la maçonnerie, afin de limiter le maximum de pression à celui que les terres peuvent admettre sans approfondir beaucoup les fondations.

Si, par exemple, la base était assez large pour que $p = 10000^k$ seulement, la profondeur de la fondation ne serait plus que de 1^m34 , au lieu de 6^m68 .

Dans l'application, il conviendra d'augmenter la largeur de base et la profondeur des fondations données par la formule ci-dessus, afin de tenir compte du fait que la terre peut tasser sans refluer.

Ce tassement, qui augmente la densité du sol, est limité à quelques centimètres dans les terrains secs. Il est presque nul pour le sable, mais dans les terrains humides il peut atteindre assez d'importance pour qu'on doive renoncer à fonder sur terre. On adoptera alors les fondations sur pilotis.

Les formules ci-dessus supposent implicitement que la terre est homogène, mais si on voulait tenir compte des différences de densité et d'angles de frottement des couches du sol que peut rencontrer une fondation profonde, on pourrait calculer la pression p' au fond de la fondation par analogie avec celle qui a lieu dans un vase renfermant des liquides de densités différentes.

Soient $D_1 D_2 D_3 \dots$ les poids du mètre cube des divers terrains rencontrés, $h_1 h_2 h_3 \dots$ leur épaisseur verticale, $K''_1 K''_2 K''_3 \dots$ les coefficients dépendant de leur angle de glissement. (Voir tableau VI.)

La pression au fond de la fouille sera

$$p' = D_1 h_1 K''_1 + D_2 h_2 K''_2 + D_3 h_3 K''_3 \dots$$

c'est-à-dire que cette pression sera la somme des pressions que produirait chaque couche de terrain si elle était seule.

REMBLAIS SUR MAUVAIS TERRAIN

Il arrive parfois qu'un remblai doive être établi sur un terrain marécageux dans lequel il s'enfonce en faisant refluer le terrain à droite et à gauche.

Le volume de terres qu'il faut lui ajouter en sus du cube prévu d'après les profils peut être assez considérable pour qu'il y ait utilité à en tenir compte dans l'étude de la distribution des terres.

L'équation (9) ci-dessus nous en donne le moyen.

Soit (fig. 7) un remblai ABEC de hauteur h et AC la surface du terrain naturel avant la construction du remblai.

La profondeur à laquelle chacun des points de la base AC s'enfoncera est donnée par l'équation $h' = \frac{p'}{DK''}$, dans laquelle D est le poids du mètre cube du terrain naturel déplacé et $K'' = \frac{(1 + \sin \varphi)^2}{(1 - \sin \varphi)^2}$ dépend de l'angle φ du talus naturel de ce terrain, il est donné par le tableau VI.

La pression p' par mètre carré est proportionnelle à la hauteur et à la densité du remblai, de sorte qu'en chaque point m' ou n' de la base $Am'n'C$ que prend le remblai après qu'il s'est enfoncé et a été rechargé, on a $p' = (h + h')D'$. Dans cette égalité, D' est le poids du mètre cube de remblai et $h + h'$ la hauteur des terres au-dessus du point considéré. On a donc, en remplaçant p' par cette valeur :

$$h' = \frac{(h + h')D'}{DK''}, \quad \text{d'où} \quad h' = \frac{D'h}{DK'' - D'} \quad (11)$$

Il est facile de voir que la nouvelle base du remblai prendra la forme indiquée par la ligne brisée $Am'n'C$, car en A et C, $h = 0$, donc $h' = 0$, et comme l'enfoncement h' est proportionnel aux hauteurs h , les lignes Am' , $m'n'$, $n'C$ sont droites.

Soit, par exemple, un remblai de 10^m de hauteur à créer sur un terrain mou dont le talus naturel est mesuré par l'angle $\varphi = 15^\circ$. Soient $D' = 1900^k$ et $D = 1700^k$ les poids du mètre cube du remblai et du terrain naturel. On tire de l'équation :

$$(11) \quad h' = 3^m87.$$

Sa hauteur définitive sera donc de 13^m87 et son volume par mètre courant sera augmenté de plus du tiers.

Dans ce calcul, je n'ai pas tenu compte de la charge mobile qui augmentera quelque peu le poids du remblai; mais, par contre, j'ai négligé l'augmentation de sous-pression produite par le rulement des terres. Ces deux erreurs en sens contraire se contre-balaçent en quelque mesure.

Lorsque le remblai a peu de hauteur, le passage d'un train augmente assez l'affaissement temporaire pour présenter de graves inconvénients pour la stabilité de la voie. Dans ce cas, on est obligé d'avoir recours à divers procédés, tels que l'emploi de fascinaçes, pour augmenter la solidité du sous-sol.

CHAPITRE IV

Applications et observations générales.

La solution numérique de quelques problèmes ôtera toute indécision sur la marche à suivre dans le calcul de cas analogues et montrera combien rapidement peut se faire la vérifi-

cation de stabilité d'un mur de soutènement en se servant des tableaux de coefficients dont nous avons vu la signification.

1^{er} problème. On demande de vérifier la stabilité du mur AbEC (fig. 3) destiné à soutenir le massif ABM composé de terres dont le talus naturel est évalué à 33° et pesant 1900^k par mètre cube. La surface BM fait un angle de 30° avec l'horizontale. La maçonnerie pèse 2200^k et la hauteur AB du plan vertical passant par le point A du joint considéré est de 5^m35. Le mur est fondé sur rocher.

On a donc les données suivantes :

$$\varphi = 33^\circ \quad \theta = 30 \quad D = 1900^k \quad D' = 2200 \quad h = 5^m35.$$

Calcul de la poussée par mètre courant de mur.

La poussée est donnée par la formule (2) et la valeur de K est à prendre dans le tableau N° I (par interpolation, si elle n'est pas donnée directement) :

$$T = 1900^k (5,35)^2 = 0,259 = 14090^k.$$

Cette force passe par le point F à $\frac{5^m35}{3}$ au-dessus de A; elle est parallèle à BM.

Calcul du poids du mur.

Le mur présentant des retranches sur son parement postérieur, il y a lieu de tenir compte du poids des terres qui reposent sur lui et qui sont comprises entre le plan AB et ce parement.

Nous représentons ce poids de terres par une quantité de même poids de maçonneries, en prenant $bb'' = \frac{1900}{2200} bb'$ et en traçant les retranches ou le fruit fictif selon la ligne Ab''.

Le centre de gravité du massif de maçonneries Ab''EC est au point G; on le trouve facilement et avec une exactitude suffisante en considérant le profil du mur comme un trapèze. Le poids du mur et des terres placées sur ces retranches est de 16500^k par mètre courant.

Épure. Nous traçons FT, direction de la poussée, et GV, direction du poids. Ces deux lignes se coupent au point I. Choissant une échelle convenable pour représenter les forces, nous prenons IT = 14090 et IP = 16500, et nous achevons le parallélogramme IPRT. La diagonale IR est la résultante que nous avons nommée R. Elle coupe le joint AC au point S. Nous la décomposons en deux forces : l'une IV = V est verticale, l'autre IH = H est horizontale. L'épure nous donne les résultats suivants :

- 1° A l'échelle des longueurs u = CS = 0^m44.
- » » l = AC = 2^m.
- 2° A l'échelle des forces R = 26500^k.
- » » H = 12400^k.
- » » V = 23400^k.

Vérification de la stabilité.

- 1° Le mur ne se renversera pas, car R passe entre A et C.
- 2° La résistance à l'écrasement se vérifie par l'équation 5,

car $u < \frac{l}{3}$.

Le maximum de pression par centimètre carré :

$$p = \frac{2}{3} \frac{(26500)^2}{44 \cdot 23400 \cdot 100} = 4^k54,$$

ce qui est admissible.

3° La condition d'équilibre par glissement se vérifie en calculant le rapport $\frac{H}{V}$, ou bien plus simplement encore, en prenant Iv = 1 et en mesurant la normale vr. On obtient ainsi :

$$\frac{H}{V} = 0.50.$$

Si le mur doit être chargé avant que le mortier ait fait prise, il serait bien près de la limite du glissement, car, dans ce cas, le tableau IV donne f = 0.51.

Il sera plus prudent de disposer le joint de base selon la ligne inclinée Ca. Dans ce cas, on tracera la ligne Sv' = 1 normale sur Ca et r'v' parallèle à la même ligne donne le nouveau rapport = 0,43, ce qui assure la stabilité.

Nous négligeons dans ce calcul la faible poussée et la butée des terres devant le pied du mur, leur valeur est insignifiante.

Dans le cas où AC, au lieu d'être la base, serait un joint horizontal quelconque d'un mur qui se prolongerait en dessous de AC, le calcul de stabilité de cette partie supérieure du mur serait identique à celui que nous venons de faire.

2^e problème. Le mur AbEC (fig. 5) est fondé, non sur du rocher, mais sur un terrain de même nature que celui qu'il soutient.

Nous avons vu que le maximum de pression p = 4^k54. Le point C étant à 0^m60 en contre-bas de la surface tt' du sol, il faut vérifier si la terre peut supporter cette pression.

L'équation 9 et le tableau VI donnent :

$$p' = 1900^k \times 0^m60 \times 13,63 = 15500^k \text{ par mètre carré, soit } 1^k55 \text{ par centimètre carré.}$$

On en conclut qu'il est nécessaire de rélargir la base et de lui donner plus de profondeur, ce qui s'obtient convenablement en donnant au mur une base en béton ACA'C'.

Nous suivrions la même marche que précédemment pour vérifier la stabilité du mur et de sa fondation sur le joint A'C', mais il y a à tenir compte de la poussée du massif C'tt' et éventuellement de sa butée.

La poussée du massif A'BM pour h = 6^m35 T = 19850^k.

» C'tt' pour h = 1^m60 T' = 1260^k.

Poids du mur et de sa fondation P = 21300^k.

Épure. La verticale passant par le point G', centre de gravité du mur et de sa fondation en béton (calculé à 2000^k le mètre cube), rencontre la poussée T au point I.

En composant les forces T et P appliquées en ce point, on obtient la résultante R.

La poussée T' du massif C'tt' est horizontale et passe par le point F' à $\frac{1^m60}{3}$ au-dessus de C'. Elle coupe la résultante IR au point I'.

En reportant le point d'application de la force R au point I', son extrémité sera R', puis on prend I'T' = T' = 1290^k, et l'on achève le parallélogramme I'T'R'R' dont la diagonale R'' est la résultante de toutes les forces qui agissent sur la base du mur. Elle passe au point S' du joint A'C'.

Les résultats de l'épure sont les suivants :

$$R'' = 35000^k, V' = 31000, H' = 16248, u = 0^m66, l = 2^m40.$$

Le maximum de pression $p = 4^{\text{m}}05$ par centimètre carré.

Le rapport $\frac{H'}{V'} = 0,42$.

On voit que la stabilité serait assurée si le sous-sol est sec; mais si le sol était exposé à être délavé, le coefficient de frottement pourrait descendre jusqu'à 0.30, et l'on devrait compter sur la butée des terres pour rétablir l'équilibre, si toutefois elle est suffisante.

En écrivant $\frac{H''}{V''} = 0,30$, nous avons $H'' = 0,30 \cdot 31000 = 9300$.

La différence $H' - H'' = 16248 - 9300 = 6948$ doit être fournie par la butée.

Or, d'après l'équation (8) et le tableau N° V, on peut compter sur une butée de $1900 (1.60)^2 \cdot 1.846 = 8980$.

La stabilité serait donc encore assurée, mais peu éloignée de l'équilibre.

Il reste à vérifier si la terre peut supporter le maximum de pression de 4.05 par centimètre carré transmis par la maçonnerie.

D'après l'équation (9) et le tableau N° VI, le maximum de pression compatible avec l'équilibre est :

$$p' = 1900 \cdot 1^{\text{m}}60 \cdot 13,63 = 4^{\text{m}}13 \text{ par centimètre carré.}$$

Ici encore la stabilité théorique est assurée, mais en pratique il sera prudent d'augmenter quelque peu la largeur de la base.

3° *problème*. Stabilité du mur. (Fig. 4.) La poussée des terres sera calculée pour la hauteur $AB = h$.

Le poids du mur sera celui du profil réduit $Ab''EC$ obtenu en enlevant du profil réel le triangle $Ab'b''$ dont le poids est égal à celui du triangle de terres $Ab'B$.

La poussée T passe au point F au $\frac{1}{3}$ de AB .

On cherche le centre de gravité G du profil réduit et l'on achève l'épure et la vérification comme pour les cas précédents. On voit ainsi que le cube utile de la maçonnerie est plus petit que celui construit et que ce type est défavorable au point de vue de l'utilisation de la matière, mais il est néanmoins recommandable pour soutenir le terrain naturel. Il n'exige aucun report de terre, ce qui est très avantageux, car on sait combien il est difficile de damer assez des terres rapportées dans un étroit espace pour qu'elles prennent la même consistance que le terrain naturel. Celui-ci, mal soutenu, prend parfois un mouvement très dangereux pour la stabilité du mur, ce qui peut être évité en construisant le mur contre leur talus de déblai, ainsi que l'indique la fig. 4.

Observations. On a souvent essayé d'exprimer par une formule algébrique les conditions de stabilité des murs de soutènement, et l'on a cherché à en déduire soit les meilleures proportions des profils types, soit les dimensions à donner dans chaque cas particulier.

Cette méthode conduit à des formules extrêmement complexes dont la résolution numérique est beaucoup plus longue et plus sujette à erreurs que les quelques tâtonnements graphiques que nous avons indiqués dans le cours de cette étude. Il existe, du reste, un grand nombre de types de murs dont il suffira de vérifier les conditions de stabilité dans chaque cas particulier. Je citerai, entre autres, ceux du bureau des ponts et chaussées du canton de Vaud, publiés dans le numéro de décembre 1878 de ce journal.

Je résumerai ainsi qu'il suit les principales conditions que doit réaliser un type de mur.

1° La base du mur doit être large et son sommet sera aussi étroit que le permettent les matériaux qui forment son couronnement (0^m30 à 0^m45). Cependant, lorsque le parement postérieur doit être vertical ou incliné sur les terres, on serait conduit à exagérer beaucoup le fruit du parement vu, ce qui a des inconvénients pour la bonne apparence et la propreté de l'ouvrage. On est conduit ainsi à donner à la partie supérieure du mur une certaine épaisseur.

2° Le centre de gravité du profil doit être aussi près des terres que possible.

3° Il y a avantage à donner du fruit ou des retranches au parement postérieur afin de profiter du poids des terres qui reposent ainsi sur le mur. Cette condition est en contradiction avec la précédente, mais comme elle réalise celle de permettre un sommet étroit sans donner un fruit exagéré au parement vu, on dispose ordinairement les murs *en remblai* avec fruit et retranches, comme l'indique la fig. 3.

4° Le maximum de pression doit se rapprocher du coefficient adopté, quel que soit le joint horizontal qu'on étudie.

Il en résulte que le type de mur le plus économique devrait présenter un parement en courbe concave.

Cette disposition n'est guère adoptée que pour de très hauts murs, pour lesquels l'économie de matière compense la difficulté d'exécution.

5° Pour les murs *en déblai* on adoptera de préférence les types à parement vertical ou incliné sur les terres. (Fig. 1 et 4.)

Ainsi que nous l'avons dit, il est très important de construire le mur contre le terrain naturel, car ce n'est que dans ce cas qu'on peut assigner à l'angle φ la forte valeur qui convient aux terres compactes.

6° Lorsque la maçonnerie est faite en moellons irréguliers, il importe peu que ceux-ci soient très durs; il suffirait qu'ils eussent la même résistance à l'écrasement que le mortier qui les relie.

7° Si un mur doit être chargé pendant sa construction ou sitôt après son achèvement, il est à propos d'employer un mortier à prise prompte ou d'étaçonner le mur.

Ces prescriptions, conséquences naturelles de la théorie, sont connues de la plupart des constructeurs, il n'y a donc pas lieu d'insister sur leur démonstration.

Je me permets de porter l'attention de mes collègues sur l'intérêt que présente l'observation des cas de ruine de murs de soutènement qu'ils pourront rencontrer.

Ils y trouveront sans doute, comme moi, la confirmation de la théorie sur l'équilibre des murs de soutènement, et pourront en tirer d'utiles renseignements sur la valeur de la poussée des divers terrains.

L'application d'une méthode rationnelle, corroborée par des observations, permettra de réduire au strict nécessaire les frais considérables qu'entraîne la construction de ces ouvrages.

Elle permettra aussi de justifier des dimensions que le constructeur aura adoptées. Les forces naturelles se chargent de prouver qu'un mur est trop faible, la théorie seule peut prouver qu'il n'est pas trop fort.



CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT

par Alph. Gautier, ingénieur.

Fig. 1

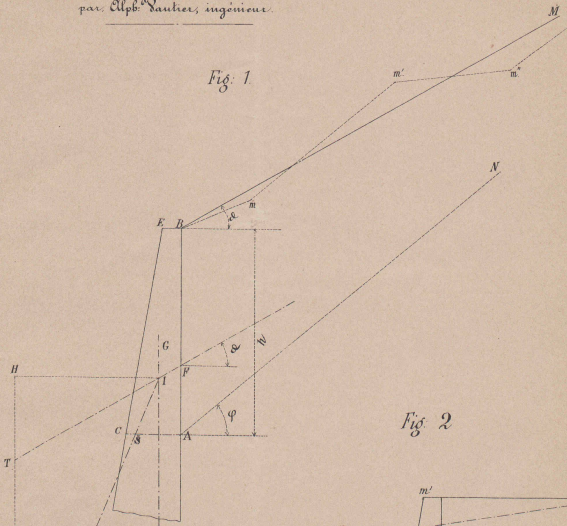


Fig. 2

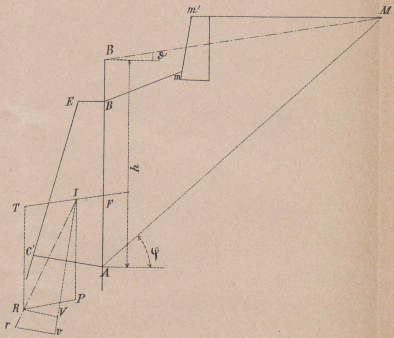


Fig. 3

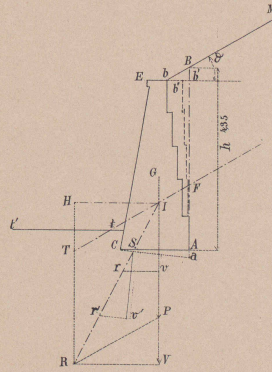


Fig. 4

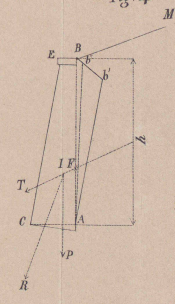


Fig. 5

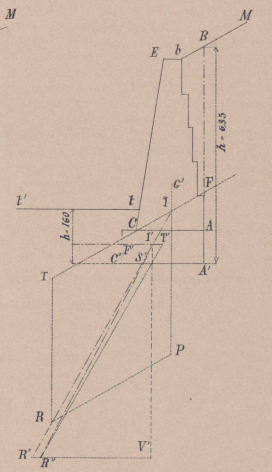


Fig. 6

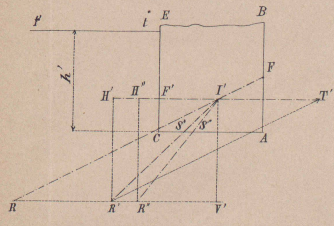


Fig. 7

