

**COMPAGNIE DES EXPERTS ARCHITECTES PRÈS LA COURS D'APPEL
DE PARIS
ATELIER CONFÉRENCE**

14 MARS 2018

LES MURS DE SOUTÈNEMENT

**Jean-Antoine LEDUCQ
Ingénieur ESTP
Expert Honoraire Près la CAP
Expert Honoraire A.C. de Cassation**

- I - NÉCESSITÉ ET FONCTIONNALITÉ

La terre n'est pas uniformément plate et pour des raisons de survie alimentaire, climatique, défensive, voir métaphysique, l'homme s'est établi dans ou sur les collines et les montagnes.



Murs de soutènement en remblai aménageant des aires planes

Mur de maison faisant soutènement

Mur de soutènement en déblai protégeant la maison et ménageant une circulation

Mais L'homme ingénieux et industriel cherche aussi à minimiser et optimiser ses efforts. Il est né pour courir dans la savane africaine il n'est pas constitué comme un dahu pour circuler sur une pente aussi bien pour travailler, que pour se déplacer, que pour vaquer à ses occupations domestiques autour de son habitat ou de son abri.

Il doit donc établir des aires planes pour ses diverses activités même lorsqu'il vit sur ou au voisinage d'un relief penté.

L'homme est toujours confronté à de perpétuelles tensions, options contradictoires mais toutes indispensables, il doit vivre, survivre grâce et dans un environnement topographique auquel il n'est pas adapté.

Alors, et c'est le propre de l'homme, il va adapter le site à ses capacités physiques en utilisant toutes ses capacités mentales.

- II - LES ÉLÉMENTS DU PROBLÈME



La Nature des choses : Une montagne

Le but : marcher, travailler à plat et avoir un peu de plat autour de son abri pour vaquer à ses occupations extérieures.



Si on coupe dans la pente sans rien faire on constate que la pente se reconstitue



Le travail de Sisyphe est à l'œuvre

Première solution retirer de la terre sans la tenir et en gardant la pente naturelle:



Solution trop coûteuse en efforts.

Deuxième solution retirer de la terre (déblai) et en maintenant ce qui reste :



**Solution envisageable qui aboutit aux murs de soutènement
Sisyphes sera définitivement remplacé.**

Troisième solution ajouter (remblai) de la terre et en gardant la pente naturelle :



Solution trop coûteuse en efforts.

Quatrième solution ajouter de la terre (remblai) en la maintenant



Solution envisageable qui aboutit aux murs de soutènement

- III - PREMIERS MURS DE SOUTÈNEMENT



L'idée d'aménager une petite aire plane plus grande et confortable que celle naturelle existante est apparue dès la recherche d'un habitat





**Göbekli Tepe : ~ - 10 000 le plus ancien ensemble d'architecture monumentale connu.
Les murs de soutènement sont déjà clairement utilisés.**



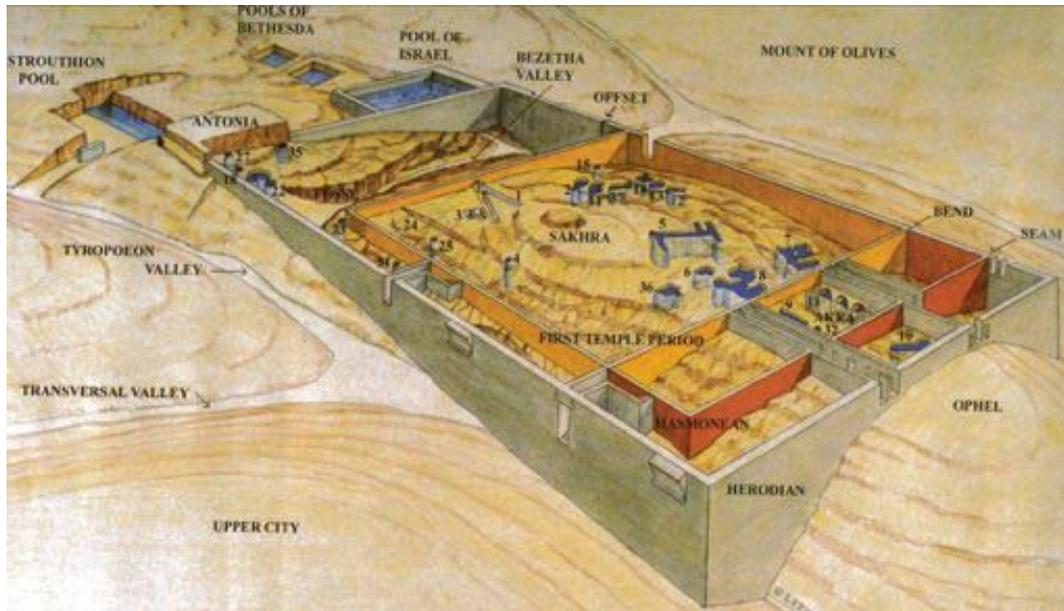
480m x 300m

« Le » mur et l'esplanade aujourd'hui. Premier ouvrage ~ - 1 000

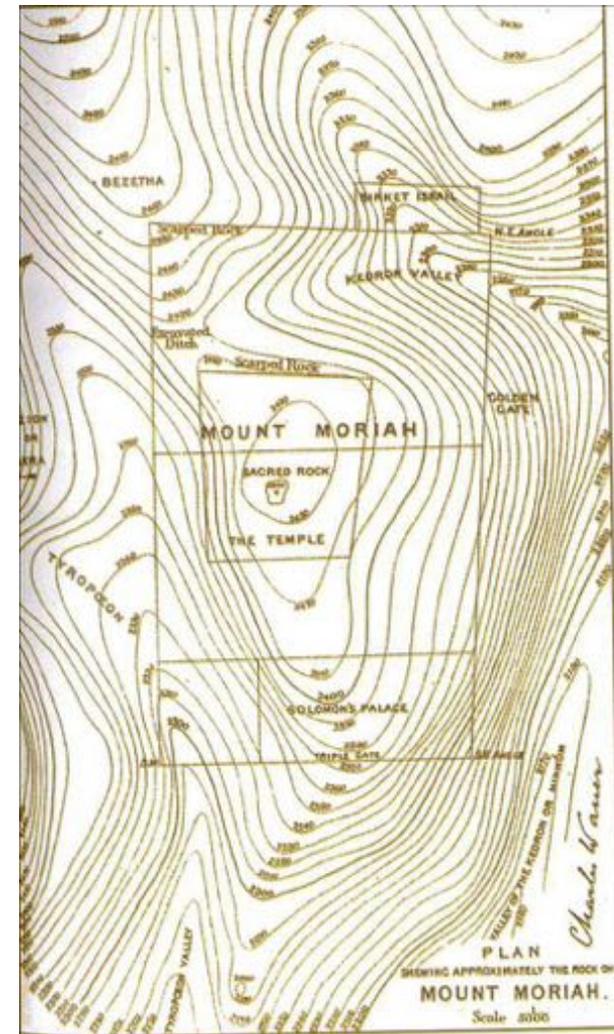


« Le » mur cyclopéen

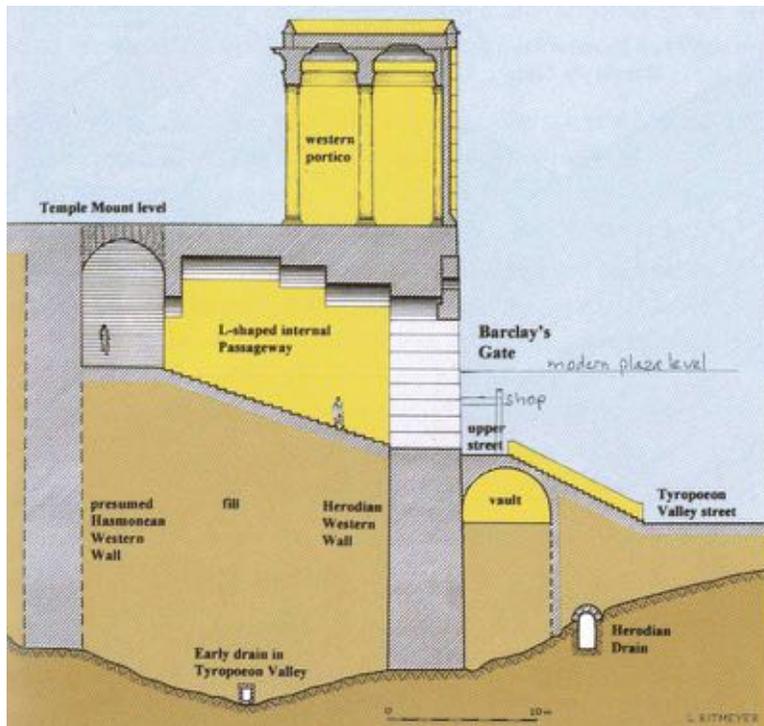
N'est de fait qu'un mur de soutènement des remblais pour la plate-forme



Perspective volumétrique du mont initial et des murs



Plan de la topographie initiale



Coupe du mur Hérodien

Matchu Pitchu ~ 1440

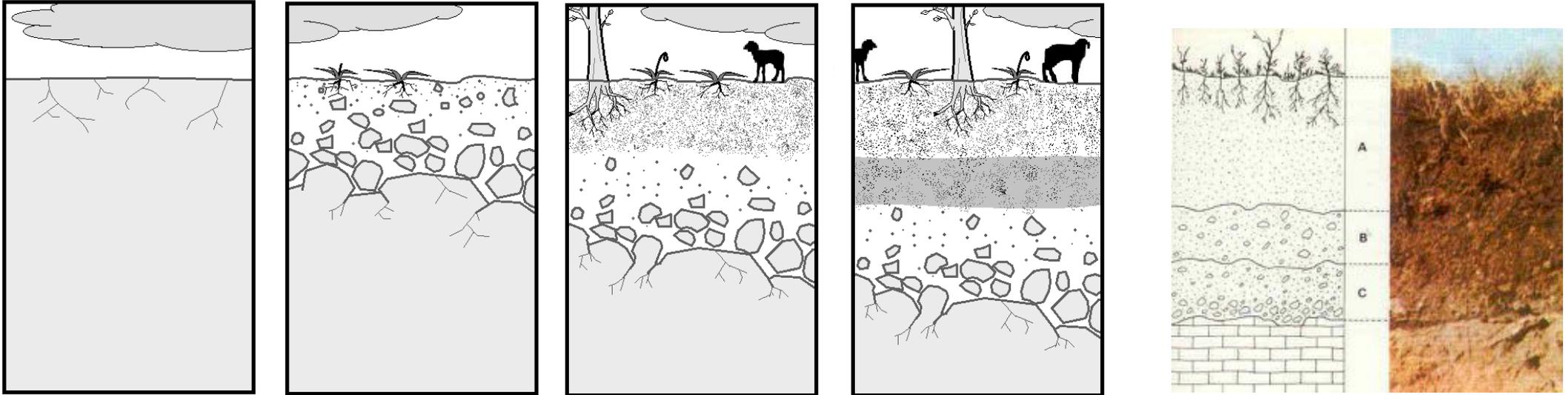
Toute une civilisation basée sur les murs de soutènement



- III - LES PHÉNOMÈNES A L'ŒUVRE

Ce sont les sols (ou terres) que l'on va déplacer, modifier, qui vont agir sur les murs de soutènement.

Qu'est ce qu'un sol ?



A l'origine de la terre n'existait que la roche, l'eau et les gaz de l'atmosphère. Il n'y avait pas de terres, de sols au sens commun.

Ceux-ci se sont formés au cours de 4.5 milliards d'années sous l'effet de la désagrégation, de l'érosion des roches mères, des métamorphismes, de l'apparition de la vie végétale puis animale, de l'accumulation, décomposition et recombinaison de leurs constituants combinés aux transformations de la roche mère.

Aujourd'hui les sols par définition sur quelques mètres de la surface qui nous concernent pour les murs de soutènement et dont nous allons modifier la topographie, sont de natures, propriétés, extrêmement variées et complexes.

Nous allons cependant pour notre propos sur les murs de soutènement distinguer deux grands types élémentaires de sols qui ont des comportements caractéristiques :

- Les sols pulvérulents**
- Les sols cohérents**

Et nous dirons le rôle de :

- L'eau**

- III.1 - SOLS PUREMENT PULVÉRULENTS



Exemple un tas de sable sec.

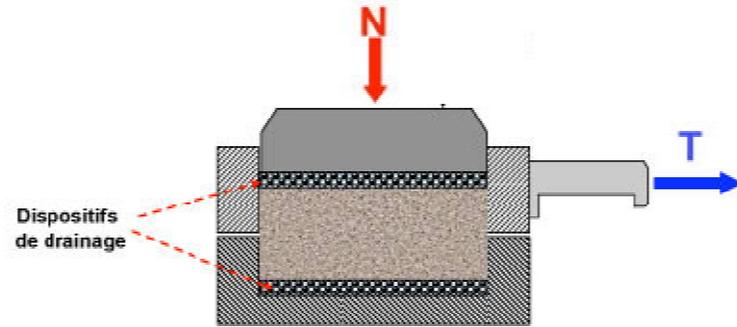
Si l'on déverse du sable sec, quelque soit la hauteur du tas, l'angle φ que fait le talus avec l'horizontal va rester constant.

Si l'on retire une partie du talus, le sable va s'écouler pour reformer une pente d'angle φ .

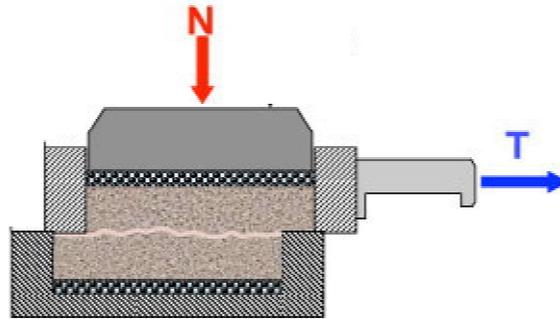


φ est l'angle du talus naturel du matériau il est identique à son angle de frottement interne.

Essai de la boîte de Casagrande : sable sec



N: effort normal;
T: effort tangentiel;

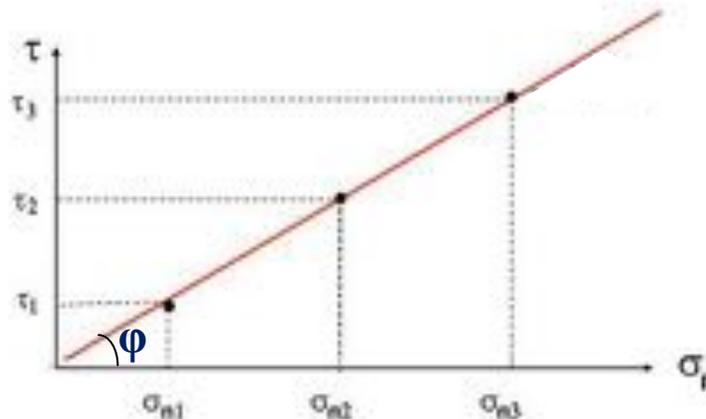


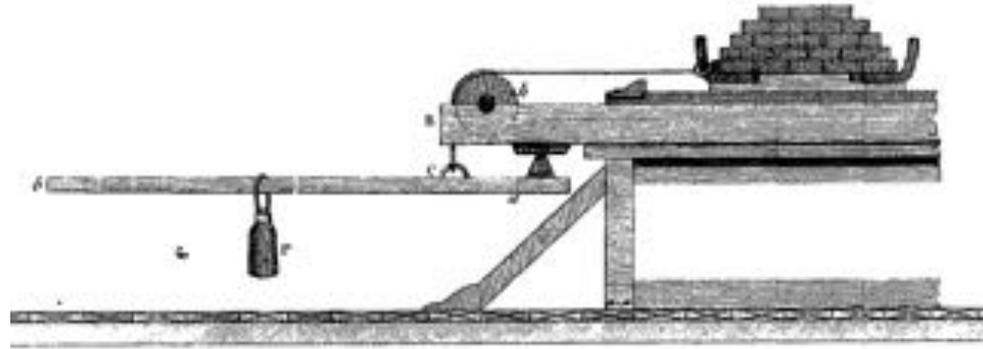
$$\tau = \frac{T}{S}$$

$$\sigma = \frac{N}{S}$$

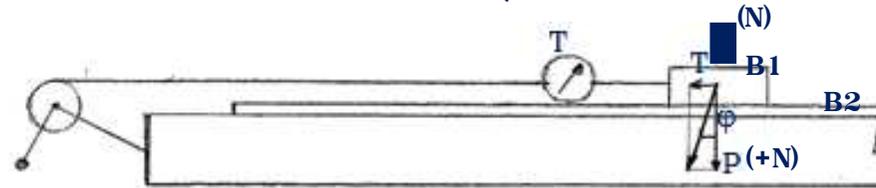
$$y = a \cdot x$$

$$\tau = \operatorname{tg} \varphi \cdot \sigma$$





Machine d'étude du frottement par C. A. COULOMB auteur de la théorie moderne des murs de soutènement (extrait de la théorie des machines simples 1782).



$$T = P (\operatorname{tg} \varphi)$$

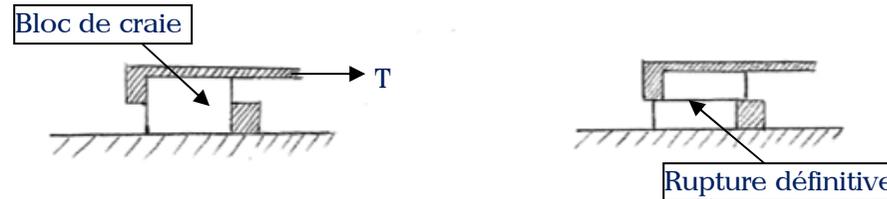
Le bloc B1 va être déplacé sur une surface B2 de même matière ou non. Le bloc B1 est soumis à son poids propre P et à une charge supplémentaire éventuelle N. Pour déplacer le bloc B1 il faut exercer sur lui une force horizontale T.

Il en résulte un angle φ appelé angle de frottement (le coefficient de frottement = $\operatorname{tg} \varphi$) qui dépend des matériaux de B1 et B2.

Si l'on cesse l'effort T, le bloc B1 s'arrête et pour reprendre le mouvement (vaincre le frottement) il faut à nouveau appliquer le même effort T.

T est directement proportionnel (par $\operatorname{tg} \varphi$) à P (ou +N), si $P+N=0$, $T=0$ il faut une force nulle pour déplacer le bloc.

Le phénomène de frottement interne d'un matériau sur lui-même (essai de Casagrande) qui concerne un matériau pulvérulent ou granuleux est à ne pas confondre avec le phénomène de cisaillement qui concerne un corps solide homogène.

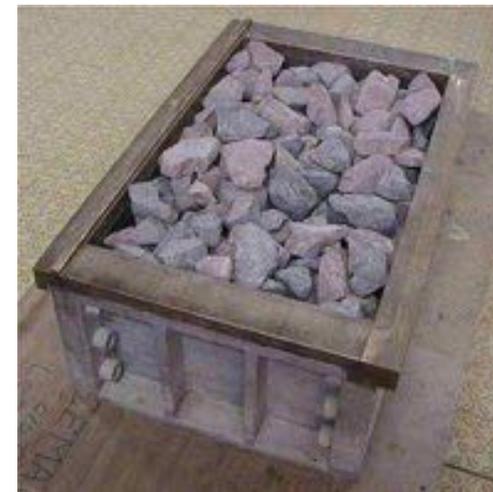


Il faut exercer un effort T non nul même si le bloc n'est soumis à aucun effort perpendiculaire ($N=0$) pour cisailer le corps solide.

Une fois le bloc cisailé pour reprendre le mouvement il faut un effort T beaucoup plus faible (nul si $N=0$) qui dépend cette fois des phénomènes de frottement.

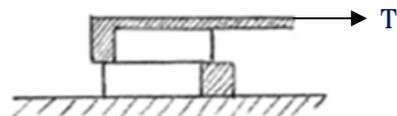
Le frottement interne d'un matériau pulvérulent sur lui-même dépend de la dimension (gros ou petits), de la forme (arrondie ou anguleuse), de l'état de surface (lisse ou rugueuse) des grains élémentaires, grains qui n'ont d'autre liaison entre eux que la gravité ou la pression extérieure exercée.

Boîte de Casagrande de grande dimension pour essai de ballast



L'effort tranchant ou cisaillement d'un solide cohérent concerne la disjonction des forces de liaisons électrostatiques intermoléculaires ou interatomiques des réseaux cristallins, ou du collage des liants intergranulaires.

Le passage entre les forces de frottement internes et les forces de cisaillement à exercer peut être mis en évidence avec l'expérience (forces) de Van Der Waals



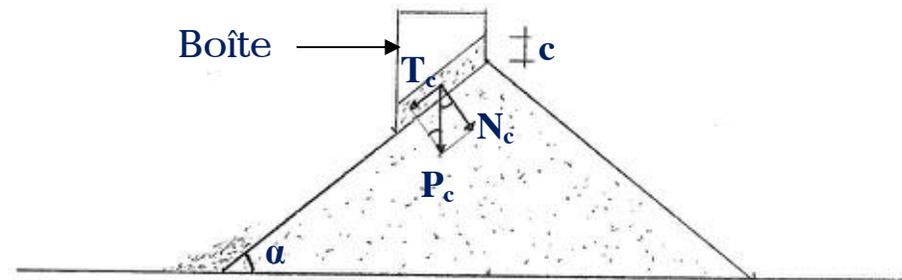
Deux masses du même métal dans un état surface normal sont posées l'une sur l'autre, il faut exercer une force T_1 pour les déplacer. Dans cette configuration pour vaincre les forces de frottements, seules interviennent la géométrie des grains en contact et la gravité qui tend à imbriquer plus ou moins les deux surfaces.

A présent la surface des deux blocs en contact va être polie à l'extrême (poli miroir). Pour déplacer les blocs il faut exercer une force T_2 très supérieure à T_1 . A présent vue la proximité des deux surfaces les forces de liaisons intermoléculaires et interatomique ont pu s'établir, les distances entre les éléments granulaires des deux surfaces sont de l'ordre du champ d'action de ces forces.

Les différentes forces à vaincre pour rompre un équilibre dépendent de l'échelle à laquelle on opère.

Approche de notre problème.

Pourquoi l'angle de talus naturel des terres est-il égal à l'angle de frottement interne φ du matériau granulaire.



$$T_c = N_c \operatorname{tg} \alpha$$

Prenons un tas de sable qui fait un angle α avec l'horizontal et reproduisons l'essai de Casagrande en posant une boîte au sommet du tas remplie avec une couche de sable c , cette boîte avec une couche c est en contact avec le sable du tas de pente α .

P_c est constant et ne dépend que de c ,

N_c quelque soit l'angle α est repris par une réaction perpendiculaire au tas,

$T_c = N_c \operatorname{tg} \alpha$, la force motrice le long de la pente dépend de α .

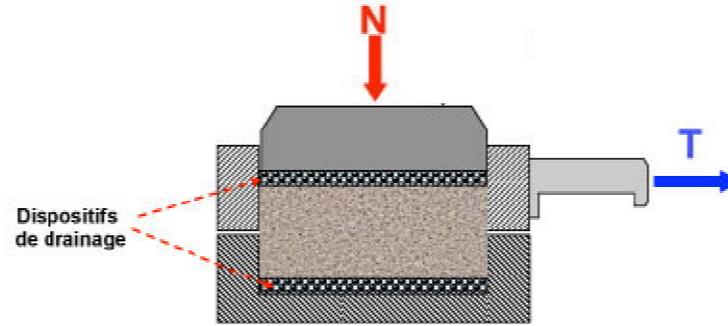
Les mesures dans l'essai de base à la boîte de Casagrande ont montré que pour que les deux surfaces se meuvent il faut dépasser la valeur φ de l'angle il y a alors glissement. Donc si α est supérieur à φ le sable de c va dévaler le long de la pente jusqu'au pied où il va élargir la base du tas et donc l'angle α jusqu'à par l'effet cumulatif du sable se déversant du sommet atteindre l'angle d'équilibre φ .

- III.2 - SOLS PRÉSENTANT DE LA COHÉSION DITS SOLS COHÉRENTS

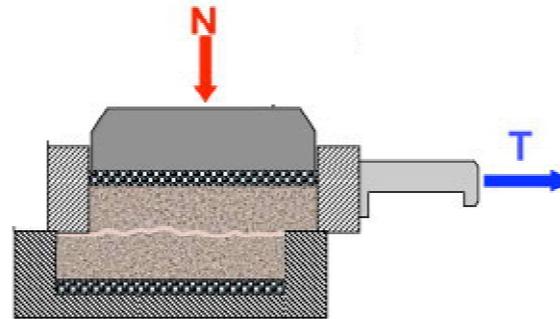


Exemple, un sol d'argile plastique dans lequel on va creuser une tranchée, les parois de la tranchée vont rester verticales, le sol présente une cohésion il ne va pas s'écouler comme du sable.

Essai à la boîte de Casagrande d'une Argile plastique



N: effort normal;
T: effort tangentiel;

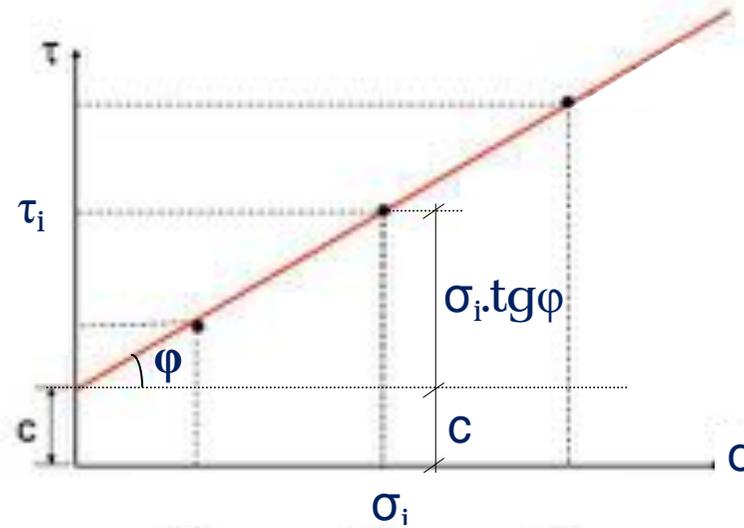


$$\tau = \frac{T}{S}$$

$$\sigma = \frac{N}{S}$$

$$y = ax + b$$

$$\tau_i = (\text{tg}\varphi) \sigma_i + c$$



Pour un sol cohérent la contrainte horizontale τ nécessaire pour obtenir un déplacement horizontal est la somme de deux termes,

Un terme $\sigma.tg\phi$ dépendant de l'effort N exercé et proportionnel à une constante $tg\phi$ ou ϕ est la valeur de l'angle de frottement interne du matériau,

Et un terme C constant appelé cohésion du matériau.

Même si l'effort perpendiculaire N appliqué est nul il faut exercer une contrainte C non nulle pour obtenir un déplacement,

Ce terme C reste constant et de même valeur quelque soit l'effort N appliqué il en est donc indépendant, de même qu'il est indépendant du frottement interne ϕ .

C représente l'effet d'un « collage » entre les grains dont le reste du comportement reste granulaire et se traduit par le terme $\sigma.tg\phi$.

Ce collage résulte des forces d'attraction moléculaires entre des grains suffisamment fins en présence d'eau.

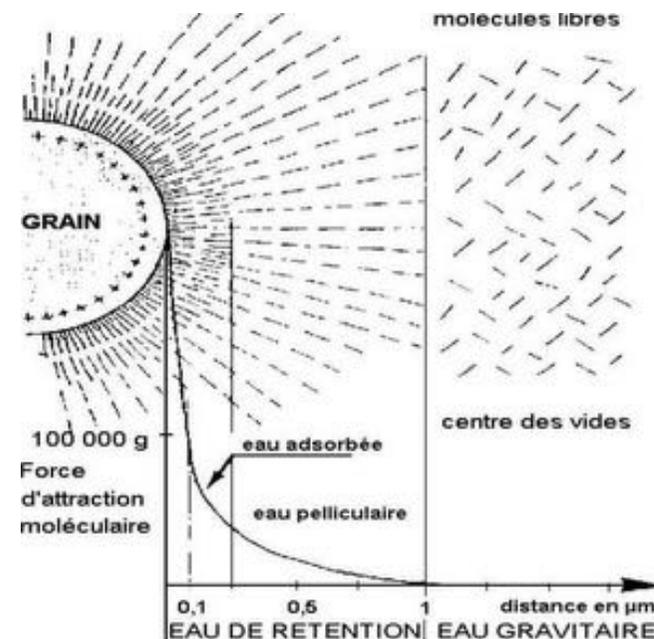
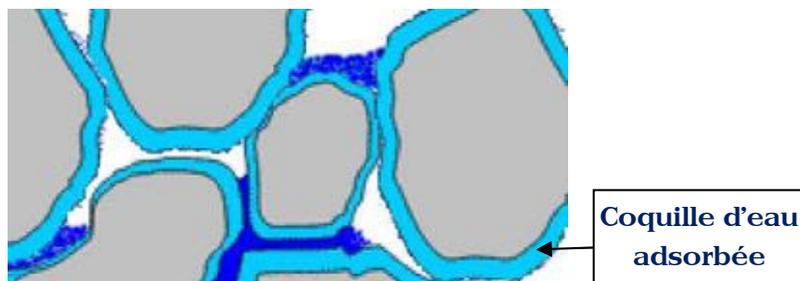
Par ailleurs les couches superficielles de terres arables non remaniées contiennent des colles naturelles fongiques (glomaline) qui ne nous concernent pas pour les murs de soutènement.

Ce phénomène de collage par attraction électrostatique, donc de cohésion, ne concerne que les sols à grains fins aux environs de 1/100 mm soit la catégorie des sables fins, limons, argiles selon la classification granulométrique d'Atterberg.

Pour les grains plus gros aux environs de 1/10 mm, sables grossiers, graviers, cailloux, blocs, ce phénomène de collage ne peut se développer du fait de la distance trop grande entre les surfaces des grains.

Ce collage par attraction moléculaire dont le champ d'action est très faible (devient négligeable à 1/10 000 mm) s'exerce entre les coquilles d'eau adsorbées (ou eau liée) autour de chaque grain ou cation.

Voir ci-après le chapitre sur l'eau.



Tableaux pour quelques données de valeurs moyennes

NATURE DES TERRES	Δ (daN/m ³)	C (kdaN/m ²)	φ (degrés)
Terre végétale			
sèche	1 400	0	35-40°
humide	1 600	0	40-45°
saturée d'eau	1 800	0	30-35°
pilonnée et humide	1 900-2 000	0	35°
Terre forte trop compacte	1 900	0,200	40-45°
Remblais anciens stabilisés	1 700-1 800	0	35°
Argile			
sèche	1 600	0,200	40-45°
humide	2 000	0,300	15-25°
plastique	1 800	2 à 6	12-15°
sèche, sableuse	1 800	0,250	30-40°
molle	1 000	0	0-15°
graveleuse, humide	2 000	0,300	25-40°
sèche, compacte	1 800	0,250	40-45°
à blocs très compacts	2 300	1,000	35°
Sable			
sec ou noyé	1 400-1 600	0	30-35°
humide	1 800	0	35-40°
à granulométrie complexe, compact	1 900	0	35°
sec et humide	2 150	0,100	35°
Gravier			
sec ou noyé	1 800	0	35-40°
humide	1 900	0	25-35°
Eboulis			
anguleux	1 800	0	40-45°
arrondis	1 800	0	30°
Marne			
sèche	1 500	0,300	40-45°
humide	1 900	0,400 à 0,900	25-45°
très compacte	2 100	1 à 1,500	25-30°
Cailloux	1 500-1 700	0	40-50°
Craie	1 700	0	35-40°
Mâchefer	950	0	40°
Vase			
sèche	1 200-1 600	0,200	30-35°
humide	1 800	0,400	15-25°
saturée d'eau	2 100	0,100	5-20°
Briquillons	1 200	0	45°
Poudingue	1 700	0,200	45-55°

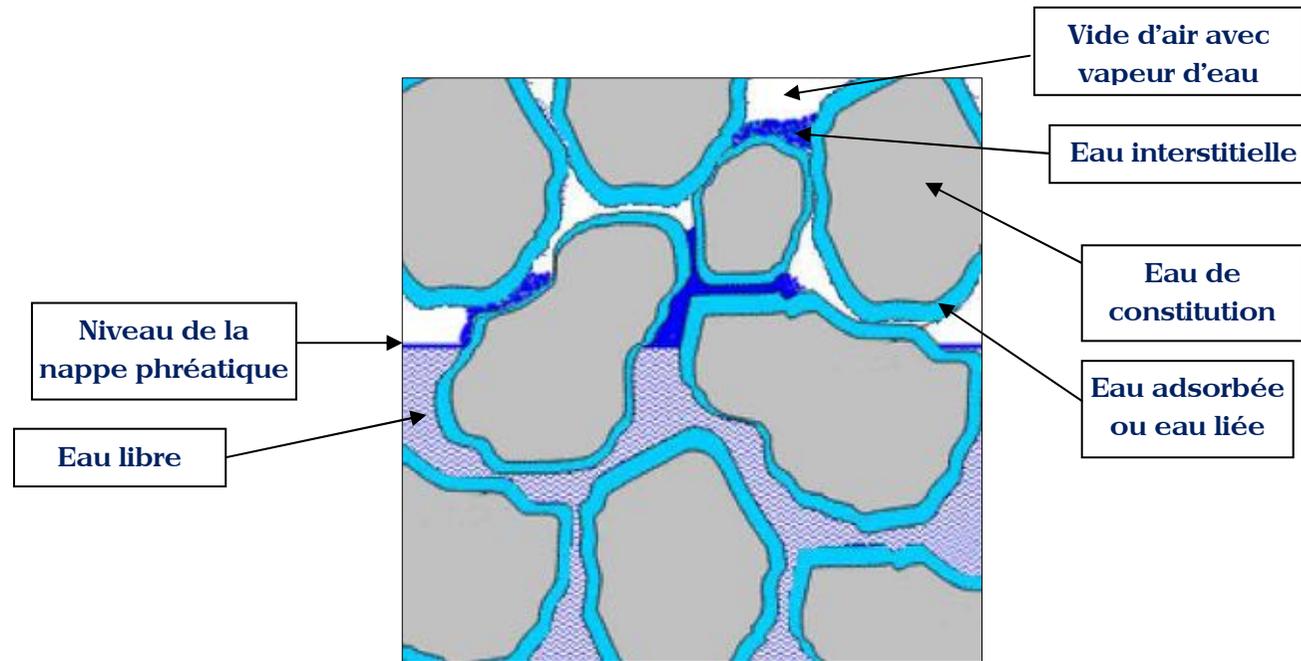
Matériau	φ' (degré)	c' (bar)
Sable de leucate saturé	40	0
Sable de Fontainebleau saturé	30 à 40	0
Sable à grains arrondis, granulo. uniforme, — peu compact	28	0
— compact	35	0
Sable à grains anguleux, granulo. uniforme, — peu compact	34	0
— compact	46	0
Marne verte (Marne-la-Vallée)	18	0,2
Marne de Pantin (Marne-la-Vallée)	27	0,15
Marne d'Argenteuil (Marne-la-Vallée)	20	0,42
Fausses Glaises (Achères)	13,5	0,3

Produit	γ (kN/m ³)	φ (°)
Ciment ⁽¹⁾	14,7	28
Clinker ⁽²⁾	14,7 à 15,7	33
Cru de cimenterie ⁽³⁾	13,0	26
Plâtre ⁽⁴⁾	12,25	25
Poudre de charbon ⁽⁵⁾	8,35	25
Blé	8,35	26
Maïs	7,85	24
Orge	8,1	24
Colza	7,0	24
Soja en graines	7,5	27
Tournesol	5	22
Sorgho	7,35	23
Riz décortiqué	8,6	30
Farine de blé ⁽⁶⁾	8,8	20
Sucre granulé	9,0	30

φ variable de 0° à 45°, c variable de 0 à 0.6 kg/cm²

- III.3 - L'EAU DANS LES SOLS

L'eau est présente dans les sols sous de nombreuses formes :



III.3.1. L'eau de constitution :

Participe à la nature chimique moléculaire des roches qui constituent les grains élémentaires type $\text{SiO}_2(\text{H}_2\text{O})_n$, $\text{CaCO}_3(\text{H}_2\text{O})_n$. Cette eau est bien entendu inextricable de la constitution chimique, sauf craquage aux hautes températures d'un four.

III.3.2. L'eau liée ou adsorbée :

Cette eau est fixée à la surface des grains par les forces d'attraction moléculaires, elle est dite hygroscopique.

Ces coquilles d'eau adsorbée possèdent des propriétés physiques qui ne sont pas celle de l'eau ordinaire et se présentent comme une structure rigide pseudo-cristalline. Voir bas de la page 28.

Cette eau ne peut se déplacer sous l'effet de la gravité et elle ne transmet pas les poussées hydrostatiques.

Pour ce qui est de notre sujet des murs de soutènements, cette eau par les forces d'attraction électrostatiques entre les coquilles constituées autour de chaque grain, crée le phénomène de cohérence pour les sols fins.

III.3.3. L'eau libre

Cette eau appelée aussi gravitaire s'écoule librement dans le sol sous l'action du champ de pesanteur. Les forces qui lient cette eau aux grains sont trop faibles pour s'opposer à l'action de la pesanteur. Elle va percoler et remplir toutes les macroporosités du sol jusqu'à rencontrer un niveau de roches imperméables, elle va alors s'accumuler en saturant les roches sus-jacentes et en constituant une nappe phréatique.

Pour ce qui est de notre sujet des murs de soutènements, cette eau libre va,

- D'une part exercer une poussée d'Archimède sur chaque grain, ainsi le sol ne va donc plus présenter un poids spécifique intervenant dans le calcul de la poussée γ_h mais $\gamma' = \gamma_{hsat} - 1$, voir détail du calcul ci-après paragraphe III.3.6.
- D'autre part exercer une poussée hydrostatique de nappe libre sur le mur de soutènement.

III.3.4. L'eau interstitielle

Cette eau que l'on appelle aussi eau de rétention capillaire occupe partiellement ou complètement les interstices du sol, mais les forces exercées par la pesanteur sont trop faibles par rapport aux forces de rétention capillaires pour la faire percoler.

Pour ce qui est de notre sujet des murs de soutènements, cette eau interstitielle joue un grand rôle sur tous les paramètres qui interviennent dans les calculs de justification,

- γ le poids spécifique d'un même sol voir ci-après paragraphe III.3.6 voir par exemple le tableau de la page 29 pour une terre végétale dont le poids spécifique peut varier de 1400 à 1800 kg/m³ selon sa teneur en eau interstitielle (de sec à saturé).

- ϕ l'angle de frottement interne qui pour un même sol par exemple l'argile (tableau page 29) peut varier de 0° à 45° selon sa teneur en eau interstitielle !
- c la cohésion qui pour un même sol par exemple l'argile (tableau page 29) peut varier de 0 à 6 t/m² selon sa teneur en eau interstitielle !

On peut dans ce paragraphe sur le rôle de l'eau interstitielle évoquer le paradoxe du château de sable :

Normalement un tas de sable sec ou humide va présenter une pente ϕ égale à son angle de frottement interne,



De même si on l'entaille

sur le côté avec un coup de pelle, la pente ϕ va se reformer.

Mais si le sable est humide, si on a utilisé un sable à grains suffisamment fins, si on a pris le soin de le tasser avant de le démouler (pâté) ou de le dresser (château ou sculpture), alors le miracle opère, le sable tient, il présente une cohésion, pourquoi ?

Parce que les grains sont de petit diamètre et qu'on les a tassés, serrés, les uns contre les autres, et qu'ainsi les forces intramoléculaires de l'eau liée (sable humide), sont suffisamment proches, peuvent s'exercer et vaincre les forces de gravité, le sable présente alors une cohésion !

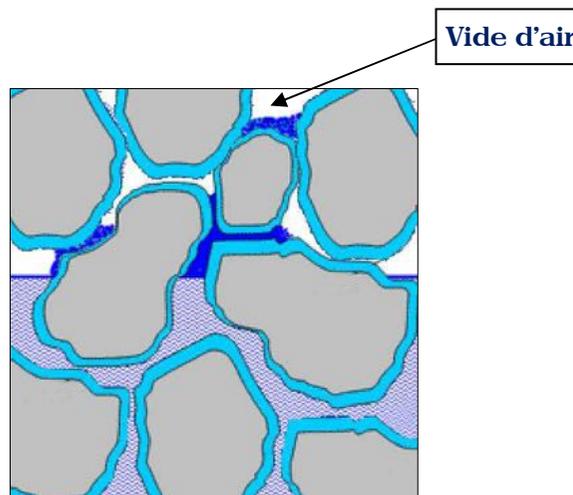
Si l'on va plus loin, avec un peu de temps, l'eau (le plus universel des solvants) interstitielle dissout une partie de la silice des grains, dissolution qui va pouvoir sécher et agglomérer, lier les grains pour in fine former un corps solide, le grès.

III.3.5. Les vides d'air

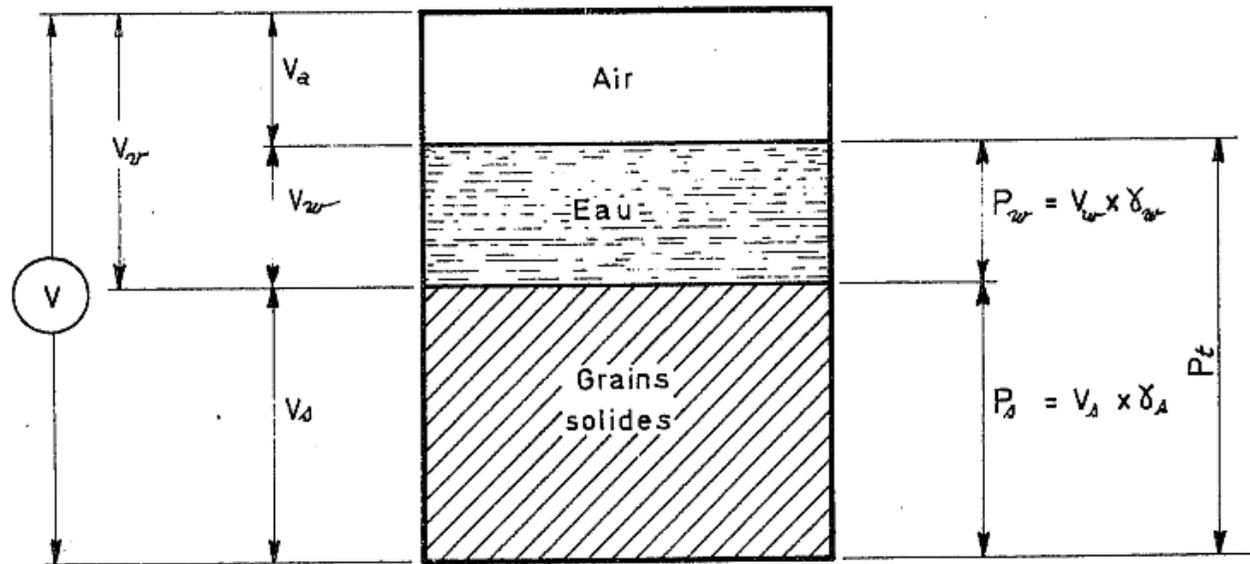
La partie solide d'un sol s'appelle le squelette (d'un volume V_s), il est constitué par les grains élémentaires qui sont de diamètres différents et dont la mesure s'appelle la granulométrie.

Les gros grains viennent s'agencer les uns contre les autres et les grains plus petits viennent combler les trous,

Mais il reste encore des interstices entre les grains d'un volume V_v (voir ci-après paragraphe III.3.6) trous dans lesquels prendrons place au minimum de l'air, voir de l'air humide ou de l'eau interstitielle.



III.3.6. Paramètres de constitution globale d'un sol



Pour ce qui concerne notre sujet des murs de soutènements un certain nombre de paramètres vont nous être utiles pour les justifications.

1. Le poids spécifique du sol humide:

Ou poids spécifique apparent, ou naturel, ou en place,

Représenté souvent par γ , ou mieux γ_h et si le sol est saturé (vides totalement remplis d'eau interstitielle) par γ_{sat}

V étant le volume total de l'échantillon et P_t (le plus souvent noté P) le poids total de l'échantillon (la phase solide + la phase liquide), mesurés avant toute modification de l'échantillon qui vient d'être prélevé :

$$\gamma_h = \frac{V}{P} \quad \text{si } v_a = 0, \quad \gamma_h = \gamma_{sat} = \frac{V}{P}$$

2. La porosité n :

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Exprimée souvent en % c'est une donnée extrêmement intéressante pour notre propos car elle donne la quantité de vides par rapport à l'échantillon complet,

elle nous donne ainsi la quantité totale éventuelle d'eau interstitielle qu'il pourrait contenir, de même que sa compacité, et donc au total son comportement potentiel.

On donne parfois un autre paramètre qui fournit les mêmes indications, l'indice des vides :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n}$$

Qui peut s'exprimer également en %

3. La teneur en eau w :

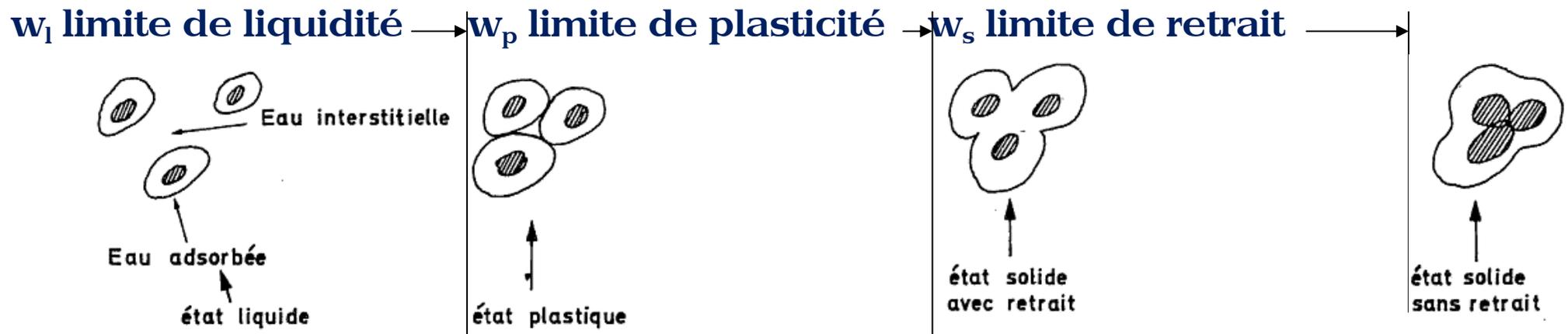
$$w = \frac{W_w}{W_s} = \frac{\gamma_w V_w}{\gamma_s V_s}$$

Qui peut s'exprimer également en %

La teneur en eau d'un sol est le rapport du poids de l'eau interstitielle présente dans un certain volume de sol, au poids des éléments solides compris dans ce volume.

Pour un sol saturé $e \cong 2.65 w$ (2.65 poids volumique moyen des roches)

La teneur en eau d'un sol est une caractéristique essentielle elle sert notamment à se situer par rapport aux limites d'Atterberg qui mettent en évidence l'influence de la teneur en eau sur la « consistance » du matériau :



Il faut rester très vigilant avec les sols fins, tels l'argile, dont l'évolution peut être en sens inverse, de l'état solide vers l'état liquide avec non seulement une dégradation des caractéristiques ϕ et c , ce qui en soit augmente les poussées mais également induit un gonflement de ces matériaux, induisant une poussée supplémentaire parfois non prise en compte.

Tableau pour quelques exemples de données

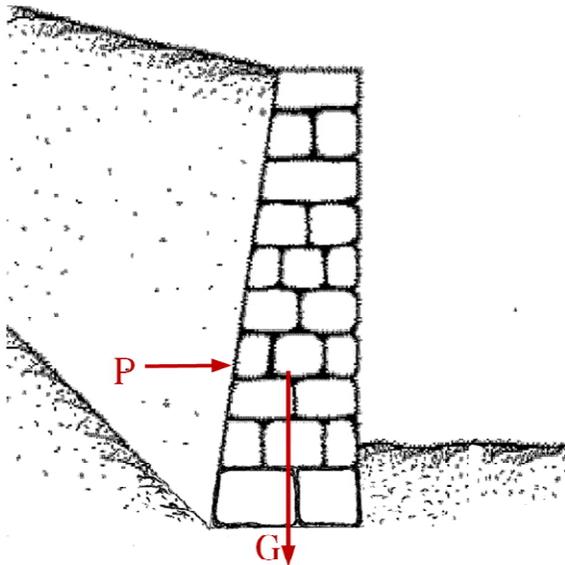
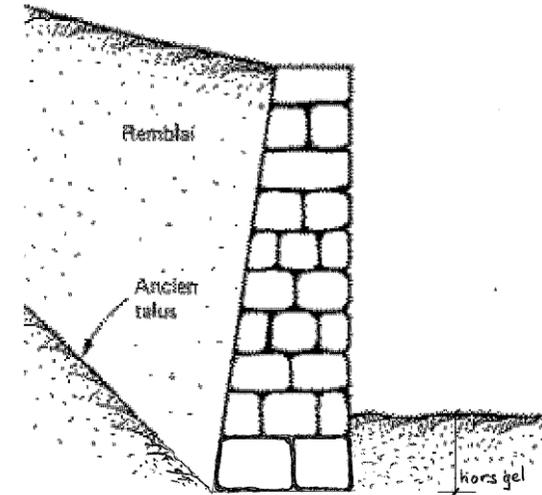
Type de sol	Porosité n (%)	Indice des vides e	Teneur en eau w (%)	Poids spécifiques	
				γ_u	γ_h
Alluvions anciennes (Paris XIII*)	30	0,44	12	1,78	1,99
Alluvions modernes à faciès limoneux	40	0,81	32	1,41	1,86
à faciès tourbeux	75	3,05	109	0,70	1,46
Sable de Fontainebleau (Saclay)	39	0,65	20	1,59	1,91
Marne verte (Marne-la-Vallée)	46	0,85	31	1,44	1,89
Marne d'Argenteuil (Rungis)	46	0,86	21	1,55	1,88
Marno-calcaire de Saint-Ouen (Arcueil)	64	1,76	56	1,04	1,62
Marnes et Caillasses (Paris XIII*)	38	0,94	29	1,51	1,95
Argile plastique (St-Cloud)	45	0,83	30	1,50	1,95

On voit bien dans ce tableau que pour les plus grandes porosités correspondent les plus grands écarts entre la densité sèche et humide (1.04 à 1.62, 0.7 à 1.46)

**- IV - LES PRINCIPES DE « JUSTIFICATION »
DITS « DE CALCULS »**

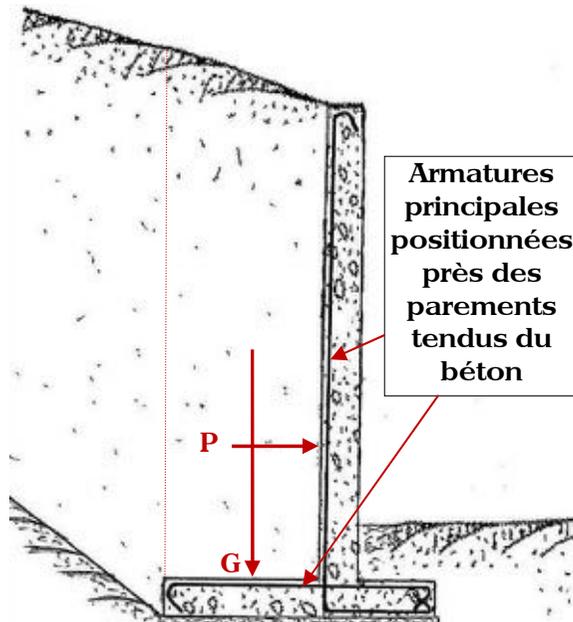
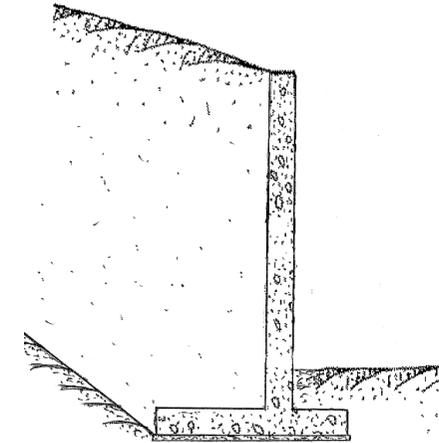
IV.1 LES GRANDS PRINCIPES CONSTRUCTIFS

Depuis l'aube des temps jusqu'au seuil du XX^{ème} siècle (après 14-18) le mur de soutènement a été le mur poids, en pierres sèches ou hourdées au mortier.



L'idée est de contrebalancer la poussée des terres P qui tend à faire basculer le mur autour de son arrête extérieure, par l'effet stabilisateur du poids propre du mur qui doit donc présenter une masse importante G .

A l'avènement du XXème siècle (après la guerre de 14-18) le développement et la maîtrise de la technique du béton armé a permis d'inventer un nouveau mode de résistance à la poussée en économisant la quantité de matière mise en œuvre dans le mur grâce à la résistance du matériau pour une relative faible épaisseur. C'est le mur cantilever ou en T.



L'idée est de contrebalancer la poussée des terres P qui tend à faire basculer le mur autour de son arrête extérieure, par l'effet stabilisateur du poids des terres G situées au-dessus de la semelle arrière. Le tout étant permis par la résistance mécanique monolithique d'une forme fine en béton armé. La masse de pierre est remplacée par la masse de terre.

IV.2 REVUE HISTORIQUE DES APPROCHES

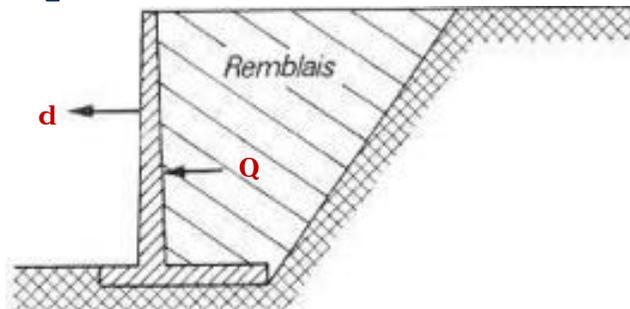
Pendant longtemps le dimensionnement des murs de soutènement consistait en l'application de règles empiriques consacrées par l'usage qui ne reposaient sur aucune base théorique.

C'est au siècle des Lumières (1751 première parution de l'encyclopédie) que les premières approches savantes ont commencé avec les architectes, militaires et ingénieurs du roi, on peut citer messieurs : Couplet en 1728, Bélidor en 1754, Coulomb en 1773 (sur lequel nous reviendrons), Poncelet 1840, Rankine 1856, Boussinesq 1874, Résal 1903, Caquot-Kérisel 1948.

Boussinesq le premier à utiliser le terme de murs de soutènement, auparavant on parlait de « la poussée des terre contre leur revêtement et de la force des revêtements qu'on doit leur opposer ».

IV.3 DE LA POUSSÉE EN GENERAL

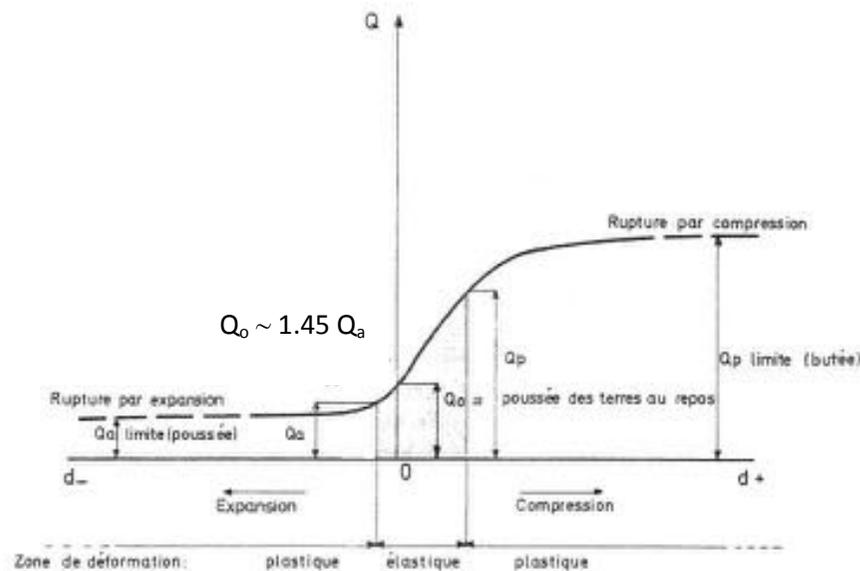
La question de base est la suivante, si l'on établit un mur vertical avec des terres derrière comment et de combien poussent ces terres sur le mur ? La réponse à ces questions permettra de concevoir et d'établir un mur qui ne va pas tomber.



Supposons un terrain s'appuyant sur un écran parfaitement rigide et fixe ($d=0$) ce terrain va exercer une pression Q_0 sur le mur, c'est la pression des terres au repos, ou poussée naturelle, ou « poussée des terres au repos ».

Supposons à présent un léger déplacement de l'écran, il va permettre la décompression du terrain et réduire la pression sur l'écran jusqu'à un minimum Q_a , à partir duquel apparaissent des ruptures dans le terrain.

Q_a est appelée « poussée active » elle correspond à l'état d'équilibre inférieure de la poussée. C'est cette poussée active Q_a qui permettra de calculer le mur qui par hypothèse résistera dans cet état et donc empêchera les terres de le dépasser et les y maintiendra.



Nous utiliserons donc la poussée Q_a dans les calculs sachant que cela exige un déplacement (translation ou rotation du mur) de l'ordre de $5/10\ 000$ de la hauteur, pour passer de l'état de repos à la poussée active.

IV.4 DES DIFFÉRENTES THÉORIES DE LA POUSSÉE

On peut classer les différentes approches théoriques en quatre catégories :

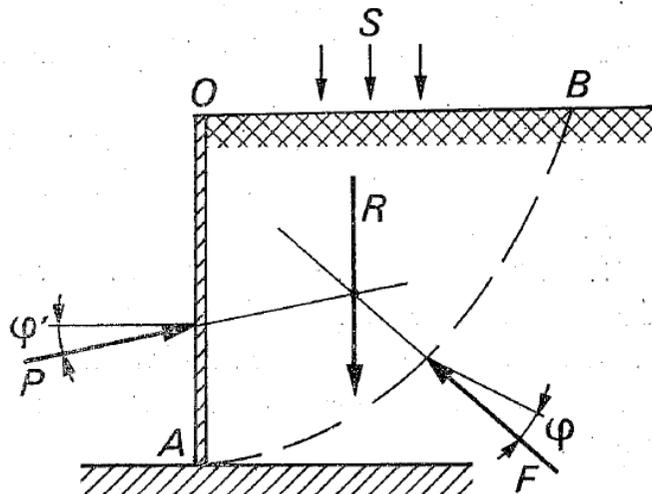
- 1. Théories du coin de glissement

Ce sont des théories à la rupture, fondées sur l'observation des phénomènes de ruptures, qui ne se préoccupent nullement de l'état à l'intérieur du massif et qui consistent à écrire l'équilibre au moment de l'amorce du mouvement vers l'écran d'un « coin », constitué par un prisme de terre qui glisse, sur une certaine surface AB .

Ce prisme au moment de la rupture selon AB est en équilibre sous l'action de trois forces concourantes :

- P , réaction de l'écran sur le prisme, égale et opposée à la poussée Q_a ,
- R , résultante du poids du prisme et des surcharges intéressant OB ,
- F , résultante des réactions de la terre sur la surface AB .

Selon les auteurs, la surface AB est un plan ou une courbe (arc de cercle, spirale logarithmique cycloïde).

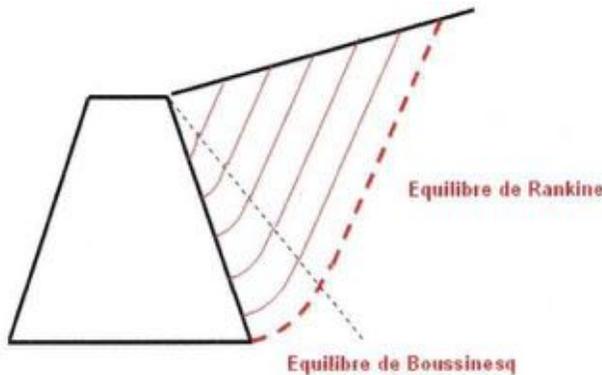


Coulomb admet comme approximation que la surface AB est un plan (voir § IV.5).

Les tracés de Poncelet, et de Culmann reprennent les idées de Coulomb en les perfectionnant. Le Culmann généralisé algébrique qui envisage des courbes AB non planes et des volumes discrétisés est utilisé dans les logiciels actuels.

- 2. Sol considéré milieu élastique

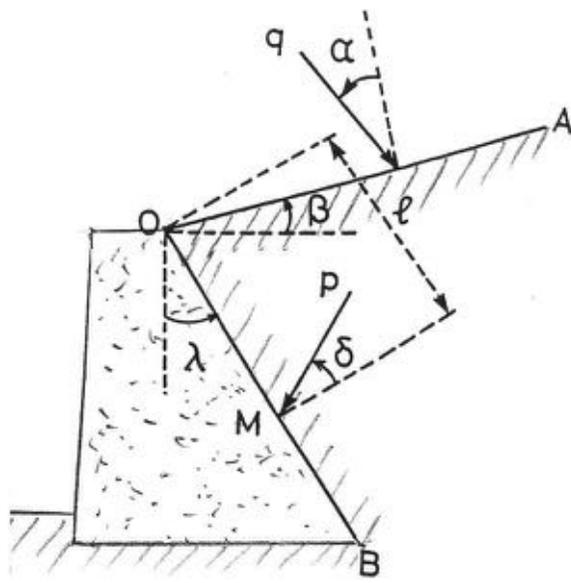
Cette théorie prend pour hypothèses un sol : continu, homogène et isotrope et lui applique les équations de l'élasticité de Lamé en exprimant l'équilibre des forces en chaque point du massif (contrairement à la théorie du coin monolithique). Bien que ses hypothèses soient très souvent loin de la réalité, son application conduit à des résultats proches de ceux des autres méthodes.



Dans ces développements on peut citer Boussinesq-Flamant, Résal, et Caquot-Kérisel-Absi qui en 1948 et 1973 ont publié des tables complètes pour les coefficients de poussée et de buté pour toutes les configurations de murs et de pentes. Document qui fait encore référence et dont nous reproduisons ci-dessous un extrait d'intérêt pratique.

Pour $\beta=0$ et $\delta=0$ Tableau des valeurs de K_a selon φ' et λ

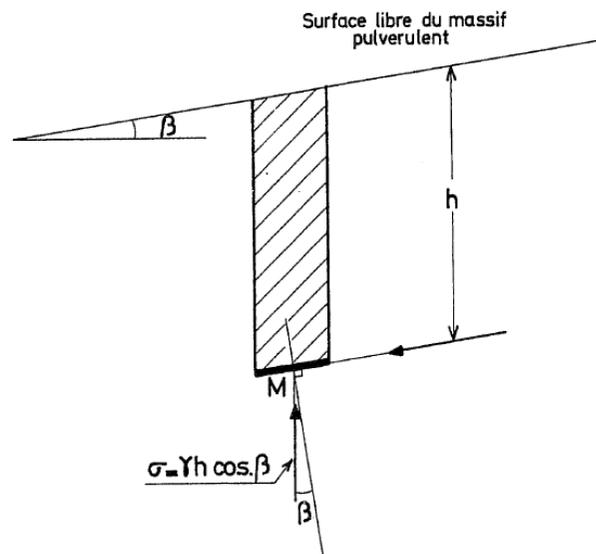
λ	φ'	10	15	20	25	30	35	40	45
40	0.672								
35	0.701	0.645	0.592						
30	0.722	0.656	0.596	0.541	0.491				
25	0.736	0.660	0.592	0.530	0.473	0.422	0.375		
20	0.742	0.658	0.582	0.514	0.452	0.396	0.346	0.300	
15	0.742	0.649	0.566	0.492	0.426	0.367	0.315	0.277	
10	0.736	0.634	0.545	0.467	0.398	0.336	0.282	0.235	
5	0.723	0.613	0.520	0.438	0.366	0.304	0.250	0.202	
0	0.704	0.589	0.490	0.406	0.333	0.271	0.217	0.172	
-5	0.680	0.558	0.458	0.372	0.299	0.238	0.186	0.143	
-10	0.650	0.525	0.422	0.336	0.265	0.206	0.156	0.116	
-15	0.616	0.488	0.384	0.300	0.231	0.174	0.128	0.091	
-20	0.577	0.448	0.345	0.263	0.197	0.144	0.102	0.070	
-25	0.534	0.406	0.305	0.226	0.164	0.116	0.079	0.050	
-30	0.488	0.361	0.264	0.190	0.133	0.090	0.058	0.034	
-35	0.440	0.316	0.224	0.155	0.104	0.066	0.040	0.021	
-40	0.388	0.269	0.184	0.122	0.077	0.046	0.024	0.011	
-45	0.335	0.223	0.145	0.091	0.053	0.028	0.012		
-50	0.281	0.178	0.109	0.063	0.033	0.014			
-55	0.226	0.134	0.075	0.038	0.016				
-60	0.172	0.093	0.046	0.018					
-65	0.120	0.056	0.021						
-70	0.072	0.024							
-75	0.030								
-80									



- β : inclinaison de la surface libre OA par rapport à l'horizontale
- δ : obliquité de la contrainte de poussée ou de butée par rapport à la normale à l'écran
- λ : angle de l'écran OB avec la verticale
- φ' : angle de frottement interne réel à long terme
- l : distance du point M de l'écran au sommet O
- γ : poids spécifique du sol humide
- K_a : coefficient de poussée d'un massif pesant
- P_a : contrainte de poussée d'obliquité δ
- $P_a = \gamma K_a l$

- 3. Sol considéré milieu plastique

L'étude des états de Rankine porte sur un massif pulvérulent semi-indéfini en équilibre sous l'action de son seul poids. Rankine admet que tout le massif est en équilibre plastique, et il étudie l'état des contraintes en tous points de ce massif. Il admet que la contrainte s'exerçant sur une facette parallèle à la surface est due uniquement au poids des terres la surmontant.



L'application de la théorie de Rankine à un massif limité par un écran conduit :

À une distribution triangulaire des poussées et donc à un point d'application situé au tiers à partir de la base

Et à un coefficient de poussée identique à celui trouvé par la théorie de Coulomb :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 - \varphi/2).$$

- 4. Méthodes expérimentales

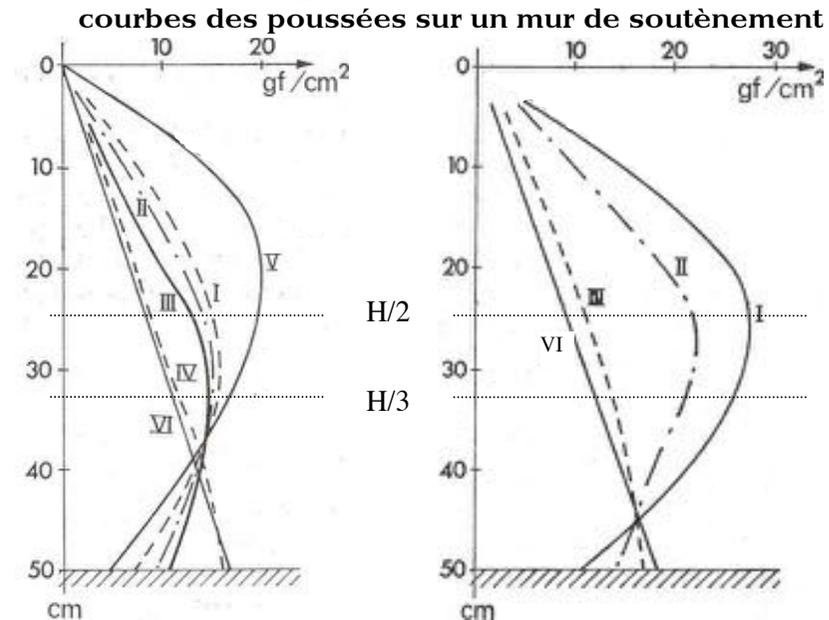
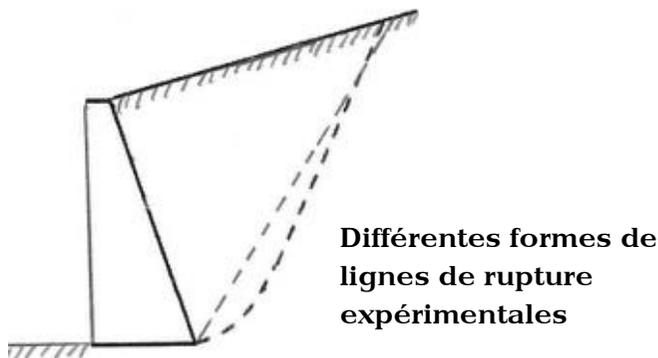
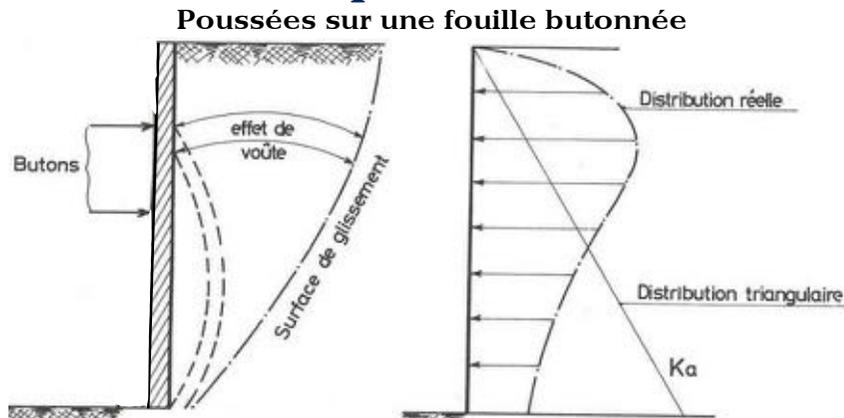
. M et A REIMBERT ont mené dans les années 70 des expérimentations nombreuses et sérieuses qui ont abouti à une formulation originale par rapport aux autres approches et qui donne des résultats de poussée inférieurs aux autres méthodes (voir comparaisons ci-après).

. TERZAGHI vers 1934 a proposé lui-aussi suite à de nombreuses expérimentations, cette fois non pas une formulation, mais directement

(pragmatisme américain) des valeurs de poussée selon la nature du terrain, méthode qui ne nécessite pas la connaissance des paramètres γ , ϕ , C .

L'expérimentation (Tcheng années 70) a permis également de vérifier la variabilité de la poussée selon la fixité de l'écran ou son déplacement en translation ou rotation (schéma page 42).

De même de vérifier que le diagramme des poussées le long de l'écran n'est pas forcément trapézoïdal et la résultante positionnée au tiers de la hauteur à partir de la base.



Sable lâche

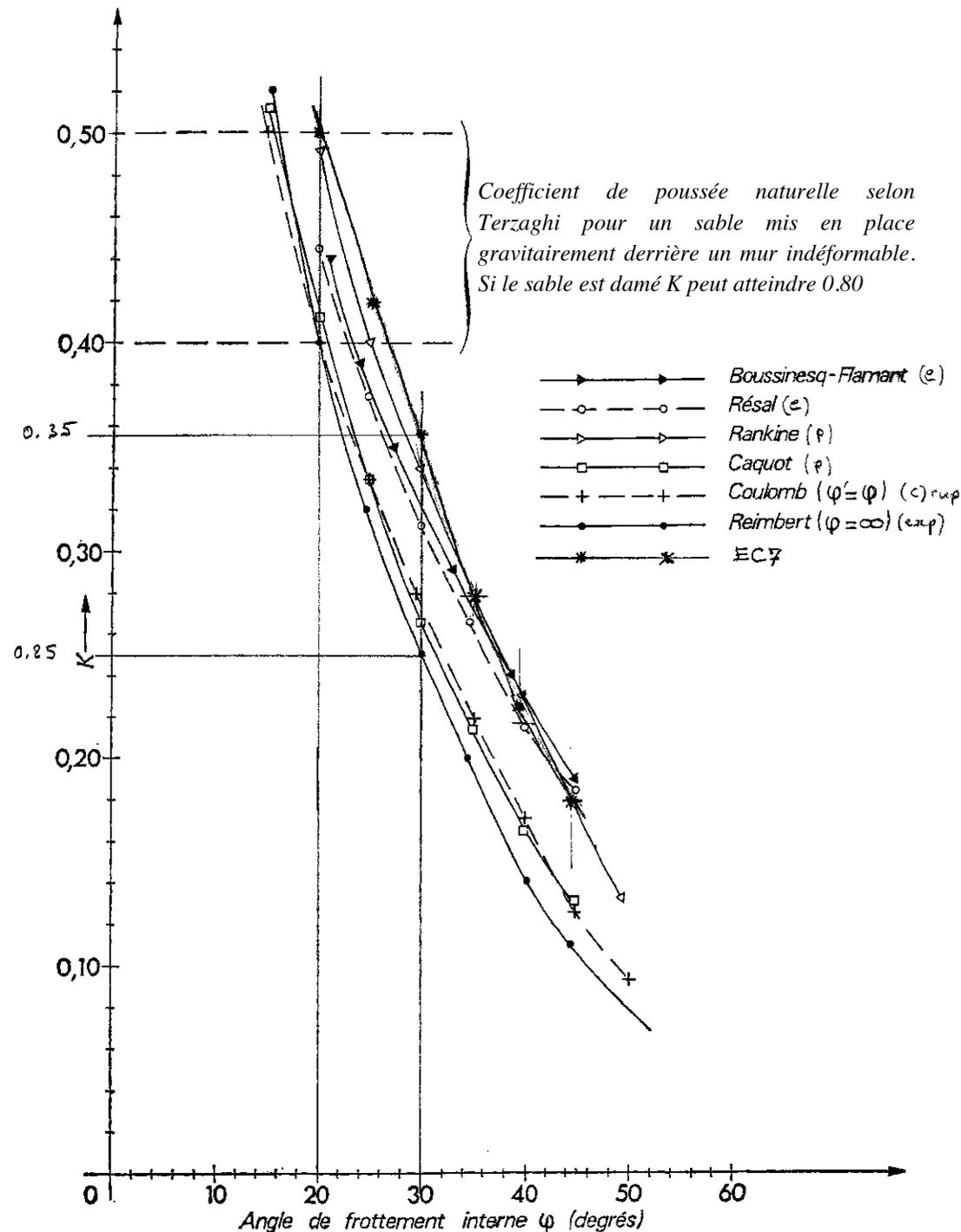
Sable tassé

- . courbe I, après remblaiement et avant tout déplacement,
- . courbes II, III et IV après des déplacements croissants du mur
- . courbe V, après retour (repoussage) du mur à sa position initiale,
- . courbe VI, poussée de Coulomb.

La diversité des phénomènes en jeu, la variabilité des valeurs physiques (spatiale et temporelle) au sein d'un même sol, le nombre de combinaisons est tel qu'aucune théorie n'est à même de décrire avec certitude une ou la réalité.

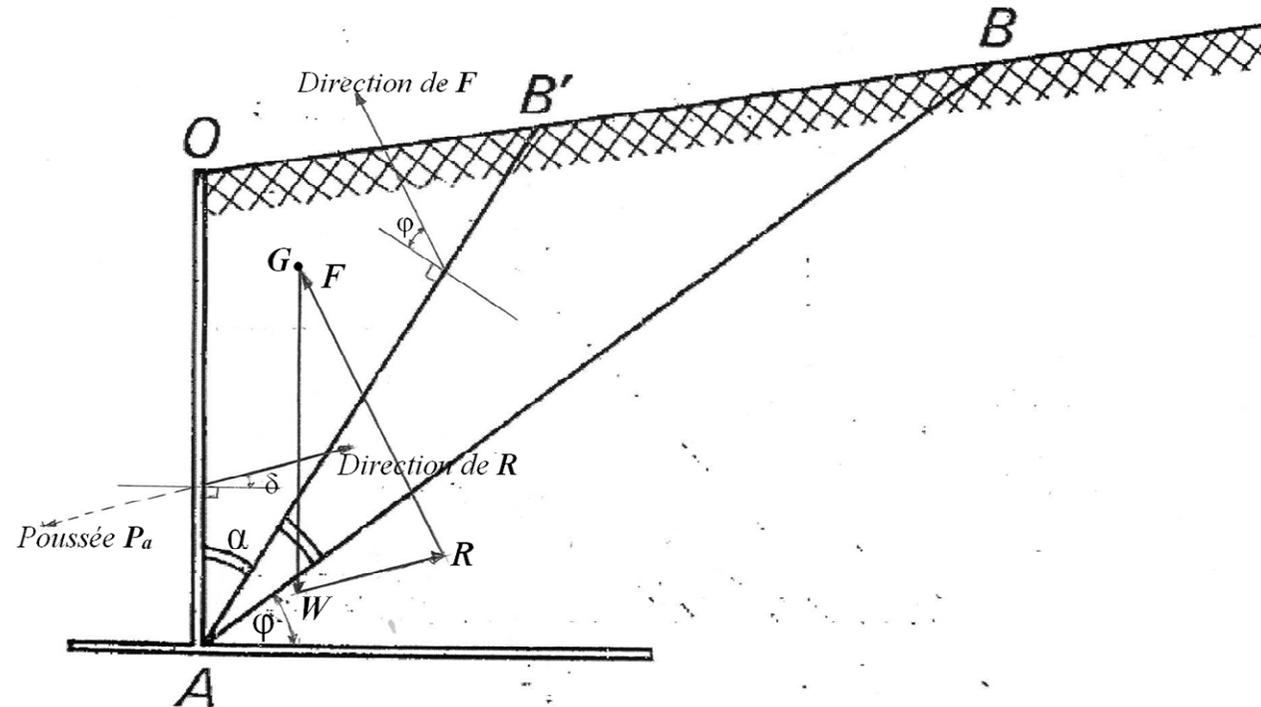
C'est pourquoi l'usage a consacré certaines théories à utiliser selon le cas d'espèce et dont l'expérience a validé la sécurité.

Nous allons pour notre propos développer ci-après l'exposé de la méthode de Coulomb qui bien qu'une des plus anciennes a le mérite de la simplicité, de la représentativité de la réalité, et surtout de la validation par l'usage. Avant cela nous reproduisons ci-contre la variabilité du coefficient de poussée selon l'angle de frottement interne et les différentes méthodes.



IV.5 LA MÉTHODE DE COULOMB

1. Sol pulvérulent



Coulomb prend pour hypothèse que la masse de sol OAB' qui va pousser sur le mur se comporte de manière monolithique comme un coin qui va glisser le long d'une surface hypothétique de rupture AB' plane (deuxième hypothèse) et qui va prendre appui sur l'écran et sur sa surface de glissement. S'il n'y a pas effondrement du mur ce coin OAB' est en équilibre (somme des forces nulle) sous l'action de trois forces concourantes :

- Le poids des terres du coin W , dont le point d'application G est connu de même que sa valeur W ,
- Connue également l'orientation de la force (F) de frottement du coin OAB' sur son plan de glissement AB' , qui fait un angle ϕ (angle de frottement interne du sol) avec la normale à AB' . Voir § II.1 pages 19 et suivantes.

- Connue également l'orientation de la poussée P_a , et donc de la réaction R , qui fait un angle δ avec la normale à l'écran. δ représente l'angle frottement du sol contre la paroi de l'écran, généralement on prend pour δ des valeurs comprises entre $2/3 \varphi$, $1/2 \varphi$ (mur en maçonnerie ou béton armé à parement rugueux), 0 (mur lisse).

Partant de ses données connues on va déterminer la valeur de $R=P_a$ valeur que nous cherchions.

W et son point d'application G sont connus,

Par G on trace la direction de F ,

Puis par l'extrémité de W la direction de R ,

A l'intersection de ces deux droites se trouve l'extrémité de R , on peut mesurer la valeur de $R= P_a$ (ainsi que celle de F).

On peut observer que R est nul lorsque AB' est confondu avec AO , alors en effet W est nul, donc R .

De même que lorsque AB' est confondu avec AB (angle φ avec l'horizontale) alors la direction de F est confondue avec celle de W , et donc R est nul, ce qui est normal car alors la masse du coin est en équilibre (limite) de frottement sur le talus d'angle φ , il n'y a donc pas de poussée.

Entre ces deux positions extrêmes à chaque position de AB' correspond une poussée P_a , nous allons chercher la position de AB' (son angle α) pour laquelle cette poussée est maximum et donc sur laquelle l'amorce de rupture du massif se produit.

On trouve ici que la poussée est maximum lorsque AB' est bissectrice de OAB, donc pour $\alpha = \pi/4 - \varphi/2$

Alors la poussée active vaut $P_a = K_a \gamma \frac{h^2}{2} = \gamma \frac{h^2}{2} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

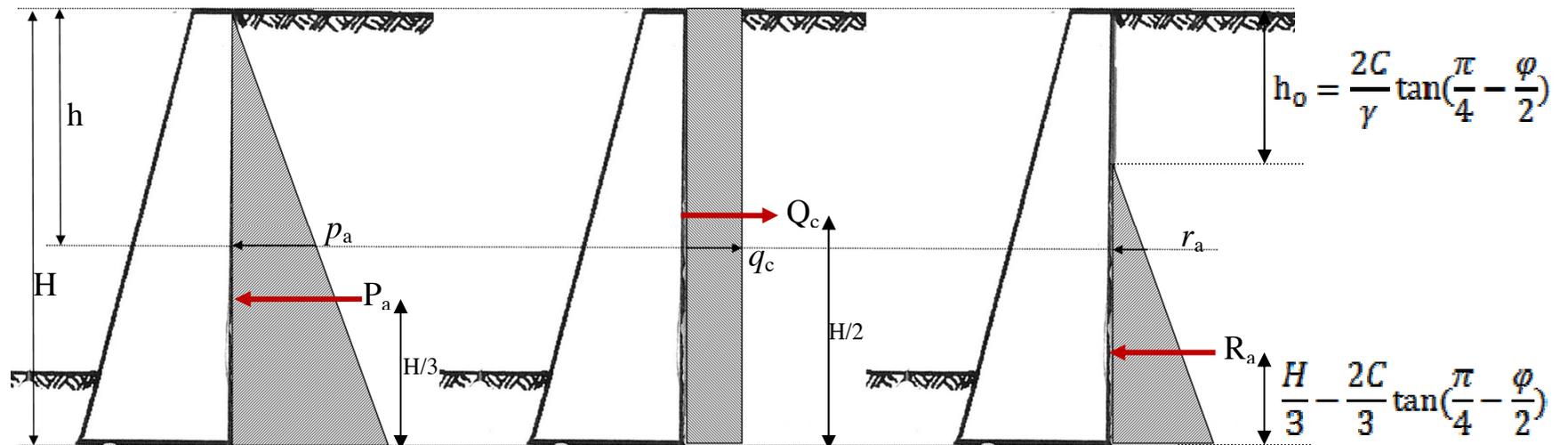
Et la butée $P_b = K_p \gamma \frac{h^2}{2} = \gamma \frac{h^2}{2} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$

Coefficient de poussée Coulomb-Rankine : $K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

Dans la démonstration précédente le point de passage sur l'écran de la poussée est indéterminé mais on constate que cette poussée croît avec h et donc que son diagramme de distribution est triangulaire et donc que sa résultante passe au niveau du tiers inférieur.



2. Sol cohérent



Poussée granulaire

$$p_a = \gamma h \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_a = \gamma \frac{H^2}{2} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Cohésion

$$q_c = 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q_c = 2C H \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Résultante pour le sol cohérent

$$r_a = \gamma h \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

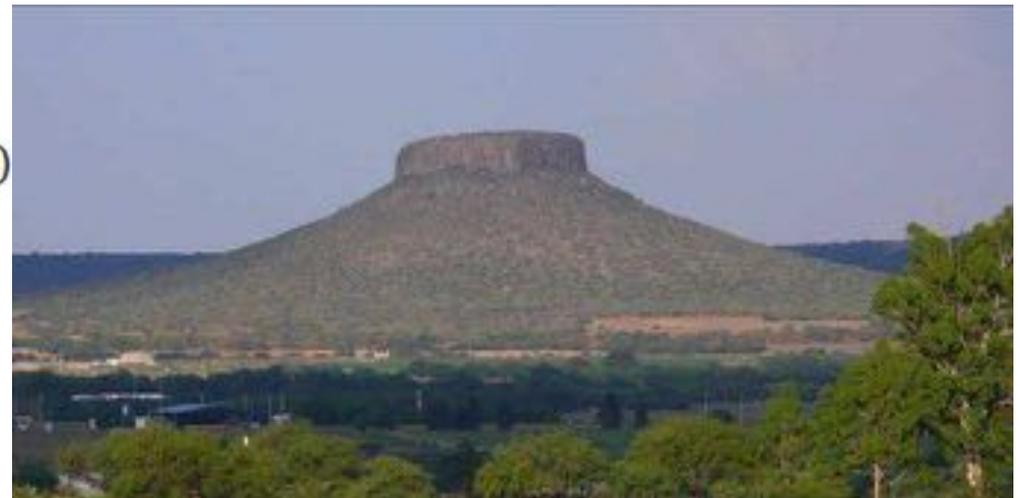
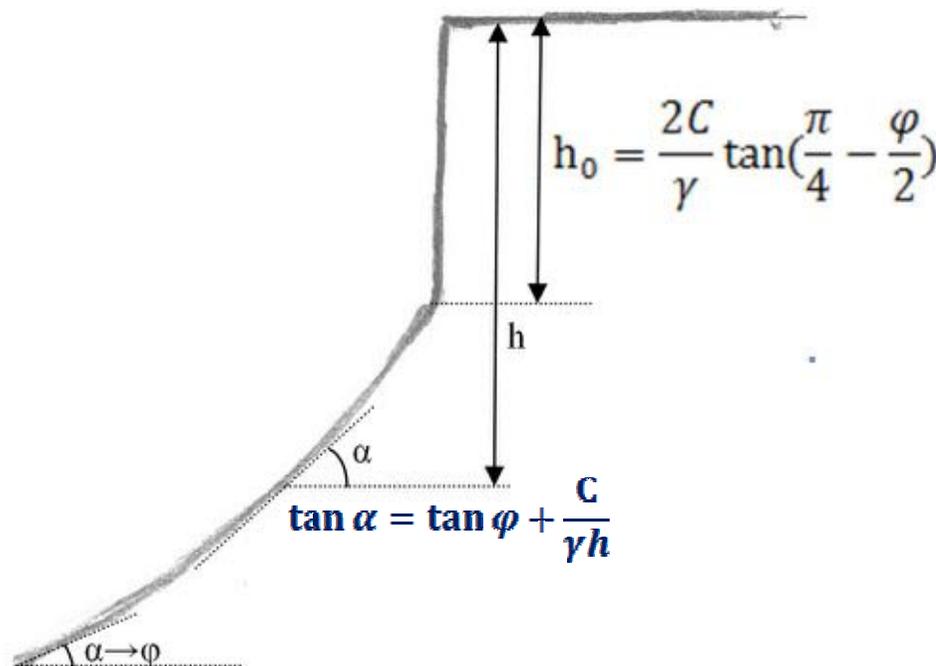
$$R_a = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Nous avons vu pages 26 et suivantes que la cohésion d'un sol provenait des attractions moléculaires, ces forces sont donc intrinsèques au matériau où elles sont partout égales et ne dépendent pas de la profondeur où elles s'exercent.

Elles agissent comme une force de collage entre les grains, Elles contrebalancent donc les forces de poussées des terres qui s'exercent vers l'extérieur du mur (poussée granulaire).

A tel titre qu'à partir de la surface sur une hauteur h_0 elles contrebalancent complètement les forces de poussées, il ne peut bien sûr y avoir de forces de tractions sur le mur dans cette hauteur.

A partir des équations précédentes on peut calculer et tracer le profil libre d'un sol cohérent. Et on retrouve la confirmation de ce profil dans la Nature !

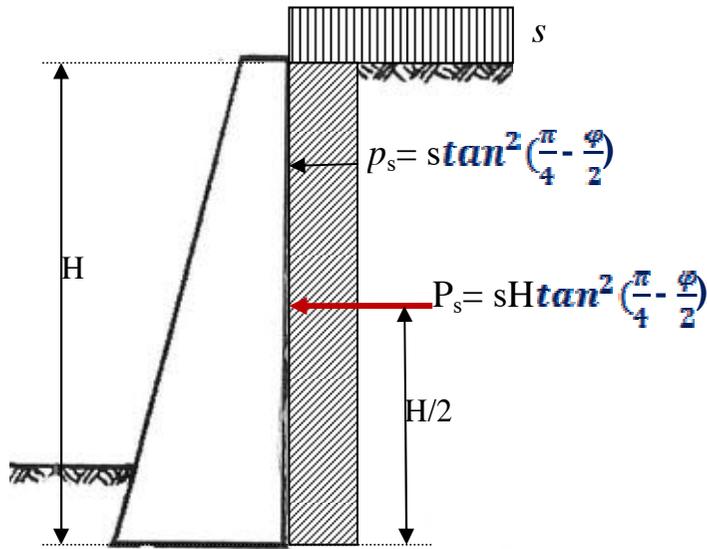


Argile humide : $C=300\text{kg/m}^2$ $\varphi=20^\circ$ $\gamma=2000 \text{ kg/m}^3$
 $h_0=0.43 \text{ m}$

Argile plastique : $C=6000 \text{ kg/m}^2$ $\varphi=15^\circ$ $\gamma=1800 \text{ kg/m}^3$
 $h_0=8.69 \text{ m} !$

2. Charge uniforme sur le terre-plein

L'application d'une charge uniforme s , (ou équivalente uniforme) sur le terre-plein se présente fréquemment avec les murs de soutènements par exemple soutenant une route ou un quai.



L'action d'une charge uniforme s , sur le terre-plein se traduit par une poussée uniforme sur toute la hauteur du mur et égale à sK_a (K_a coefficient de poussée du sol d'angle ϕ).

Dans les cas courants :

Véhicules particuliers $s = 250 \text{ kg/m}^2$

Camions $s \sim 1000 \text{ à } 1200 \text{ kg/m}^2$

Pour les charges normalisées voir l'EC1.

4. L'eau

Sur une paroi l'eau exerce à la profondeur h une poussée hydrostatique w égale à $1000 h$.

Le diagramme des poussées est triangulaire et pour une hauteur d'influence H la résultante W vaut $1000 H^2/2$, elle est appliquée au tiers inférieur.

En dehors de la poussée hydrostatique l'eau influe de manière très significative sur toutes les caractéristiques physiques du sol γ , ϕ , c .

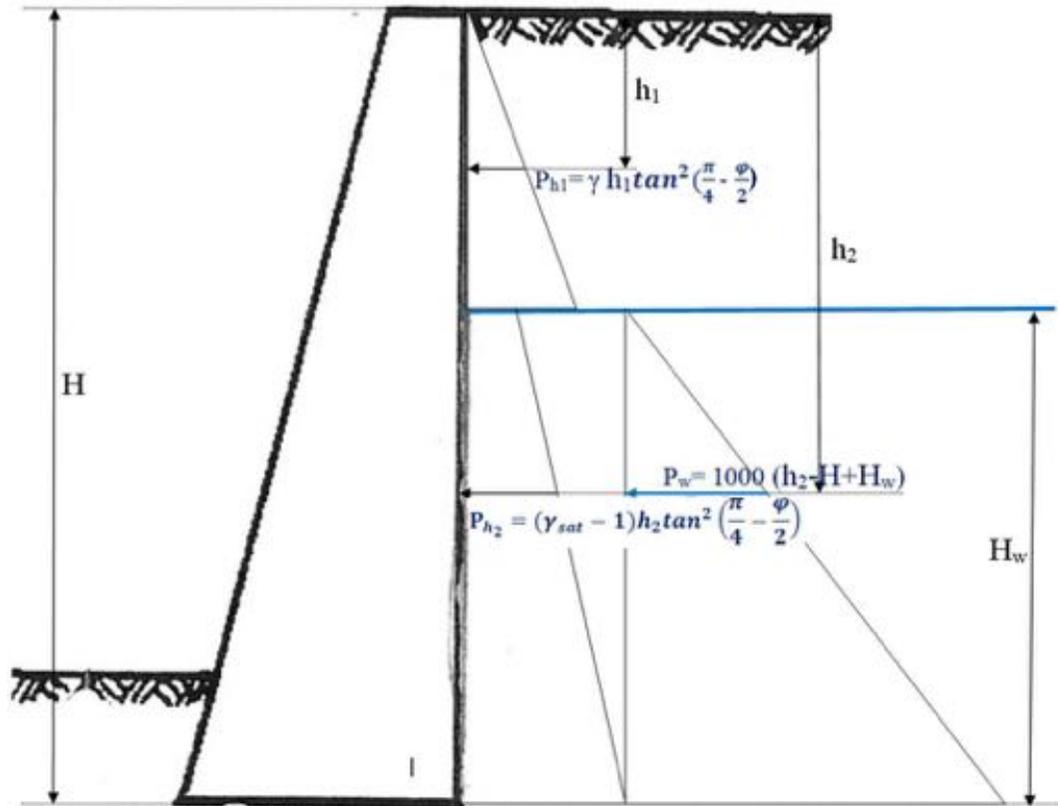


Diagramme des poussées dans un terrain noyé.
 Sous le niveau de la nappe, c'est sur la masse des terres saturées déjaugée $(\gamma_{sat} - 1)h_2$ que s'applique le coefficient de poussée $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

A ces poussées s'ajoute la poussée hydrostatique de l'eau qui s'exerce à partir de sa surface

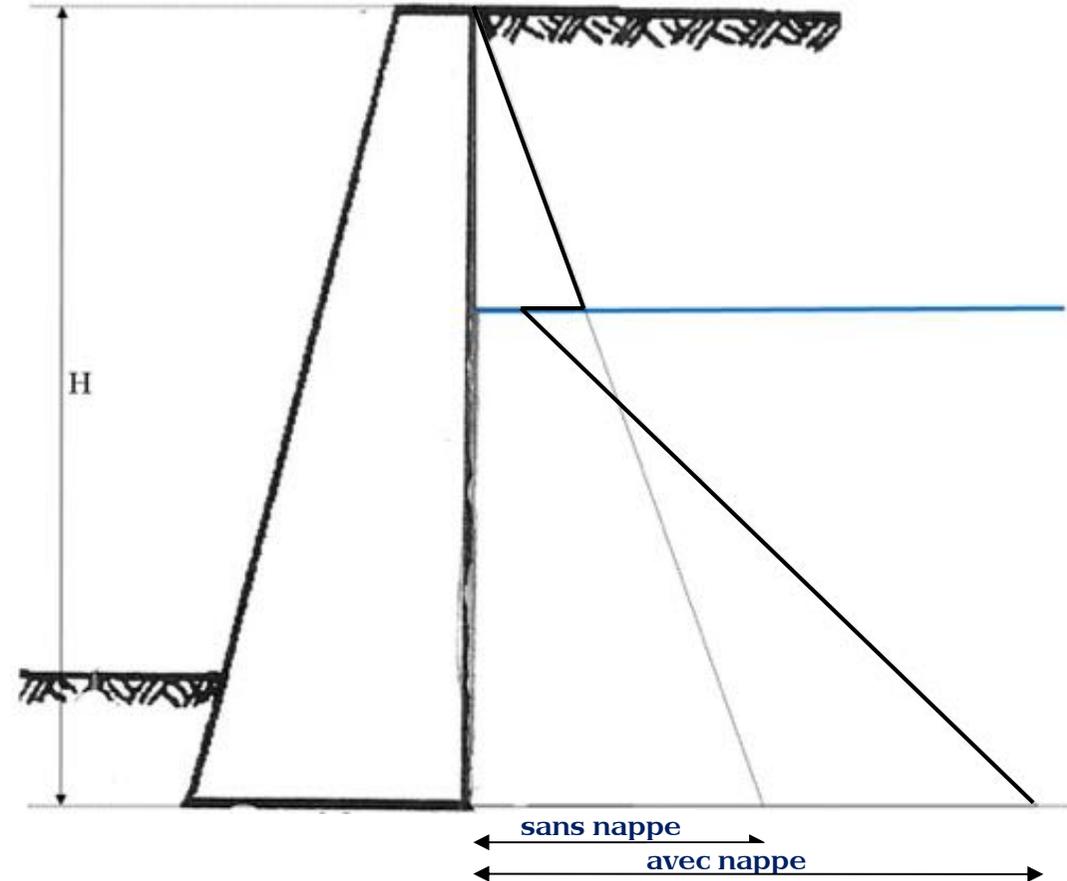


Diagramme des poussées résultantes.
 En présence d'un terrain noyé la poussée peut être de 2 à trois fois plus élevée que hors présence d'eau.
 Sans compter :

- . la diminution de l'angle de frottement interne φ et conséquemment l'augmentation de K_a et donc de la poussée
- . la diminution de l'angle de frottement δ sur le mur et donc de la composante favorable verticale
- . ainsi que la disparition de la cohésion

On a alors des augmentations de 3 à 5.

La présence ou l'absence d'eau a des conséquences considérables sur la stabilité

- V - CONCEVOIR UN MUR DE SOUTÈNEMENT

Les schémas réellement utilisés dans les calculs de mécanique des sols sont toujours très simplifiés. Aucun ne permet de rendre compte de tous les phénomènes observés. L'utilisation d'une modélisation générale compliquée serait d'une précision illusoire étant donné la variabilité des caractéristiques (dans les mesures, dans le temps, dans l'exécution) pour un même matériau.

L'expérience a largement validé l'utilisation des schémas simplifiés, dans la mesure où leur choix est adéquat, les hypothèses injectées sécuritaires, et la réalisation conforme aux hypothèses y compris dans le temps.

V.1 Choix des paramètres géotechniques

Ils sont fondamentaux puisque servant d'hypothèses à la justification de la sécurité de l'ouvrage.

Ces paramètres sont notamment :

- . La nature du sol en place et des remblais envisagés,
- . La présence ou possibilité de présence d'eau,
- . γ ou γ_h la densité apparente humide en place,
- . n % la porosité,
- . ϕ ou ϕ' l'angle de frottement interne à court ou long terme,
- . c ou c' la cohésion à court ou long terme,
- . $\bar{\sigma}$ la contrainte admissible du sol,
- . K la compressibilité du sol,
- . K_a coefficient de poussée,
- . K_b coefficient de butée,

Dans tous les cas il faut commander des études de sol à un bureau spécialisé, qui peuvent aller jusqu'au dimensionnement de l'ouvrage. Aujourd'hui les modalités des études de sols sont régies par la norme : **NFP 94-500 du 30 Novembre 2013 ; Missions d'ingénierie géotechnique.** Dont ci-dessous deux extraits : concernant les écrans de soutènement et grandes fouilles exemples d'études à faire à chaque phase d'une mission. **Annexe A3.**

Problématique à étudier	G1 PGC	G2 Avant-Projet	G2 Projet
Terrassabilité des matériaux à extraire (si nécessaire)	Principes généraux	Modes de terrassements envisageables	Modes de terrassement envisagés et devenir des terres excavées du point de vue géotechnique
Stabilité interne et mixte	Identification du risque	Étude d'un cas type	Étude pour l'ensemble du projet
Impact sur l'hydrogéologie du site	Identification du risque	Étude générale pour minimiser l'impact	Étude détaillée pour minimiser l'impact du projet
Phasage des travaux (bétais, amélioration de plateforme, drainage, remblais...)	Non	Principes généraux	Définition du phasage des travaux et définition des dispositions constructives envisagées (amélioration de sol, drainage...)
Portance de l'assise	Identification du risque	Étude d'un cas type	Étude pour l'ensemble du projet
Évaluation des déplacements	Identification du risque	Première approche des déplacements potentiels et de la durée de consolidation	Calcul des déplacements et des temps de consolidation tenant compte du phasage, de l'amélioration de sols envisagée...
Comportement sous sollicitations sismiques (si nécessaire)	Identification du risque	Étude du risque de liquéfaction	Calcul détaillé
Réutilisation des matériaux de déblai en remblai	Non	Conditions générales de réemploi des matériaux	Conditions de réemploi : épaisseur, compactage, traitements, contrôles...
Sujétions d'exécution (drainage, rabattement provisoire, phasage, traçabilité...)	Non	Principes généraux (dispositions constructives, phasage)	Étude détaillée (dispositions constructives, phasage)

Problématique à étudier	G1 PGC	G2 Avant-Projet	G2 Projet
Nature des ouvrages de soutènement	Familles d'ouvrages envisageables	Étude comparative des soutènements envisageables	Définition des ouvrages retenus pour le projet et des profils de calcul
Dimensionnement de l'écran (poussées/butées, ancrages, renard solide, fiche hydraulique, efforts)	non	Première approche dimensionnelle pour un profil type	Calcul sur profils définis, pour toutes les phases provisoires et définitives
Évaluation des déplacements	Non	Première approche dimensionnelle pour un profil type et avis sur l'application de la méthode observationnelle	Calcul des différents profils, pour toutes les phases provisoires et définitives ; avis sur les valeurs seuils
Capacité portante du soutènement (si nécessaire)	Non	Exemples de calculs pour un profil type	Calcul pour chaque profil défini
Tirants, clous, butons	Faisabilité générale	Première approche dimensionnelle pour un profil type	Calcul sur profils définis, pour toutes les phases provisoires et définitive*
Comportement sous sollicitations sismiques (si nécessaire)	Identification des risques	Calcul pour un profil	Calcul détaillé pour chaque profil défini
Influence des ouvrages géotechniques sur le voisinage (nappe, mitoyens,...)	identification des risques	Étude pour un profil type	Étude pour les différents profils du projet
Stabilité du fond de fouille au soulèvement	Identification du risque	Première approche pour les phases jugées critiques	Étude pour toutes les phases de construction (provisoires et définitive)
Rabattement de la nappe (si nécessaire)	Identification des risques	Solutions envisageables et première approche du débit d'exhaure (si essai de pompage réalisé)	Définition de la solution retenue et détermination d'une fourchette de débits d'exhaure probables
Sujétions d'exécution (talus, blindage, drainage, rabattement provisoire, phasage,...)	non	Objectifs de performance à rechercher	Nature, faisabilité (fonçage), critères de réception
(*) la liaison entre les murs, parois et liernes, d'une part, et les tirants et butons, d'autre part, ne relèvent pas de cette mission d'ingénierie géotechnique			

Pour le choix des paramètres on restera prudent et sécuritaire notamment au regard des effets de l'eau dans le temps, même en dehors de la présence d'une nappe.

ϕ : on prendra une valeur minorée d'un terrain en présence d'eau, voir tableau page 29,

c: la cohésion pouvant disparaître il est d'usage de ne pas en tenir compte, sauf cas d'espèces où l'on est sûr de l'environnement,

γ : on prendra une valeur majorée avec humidité,

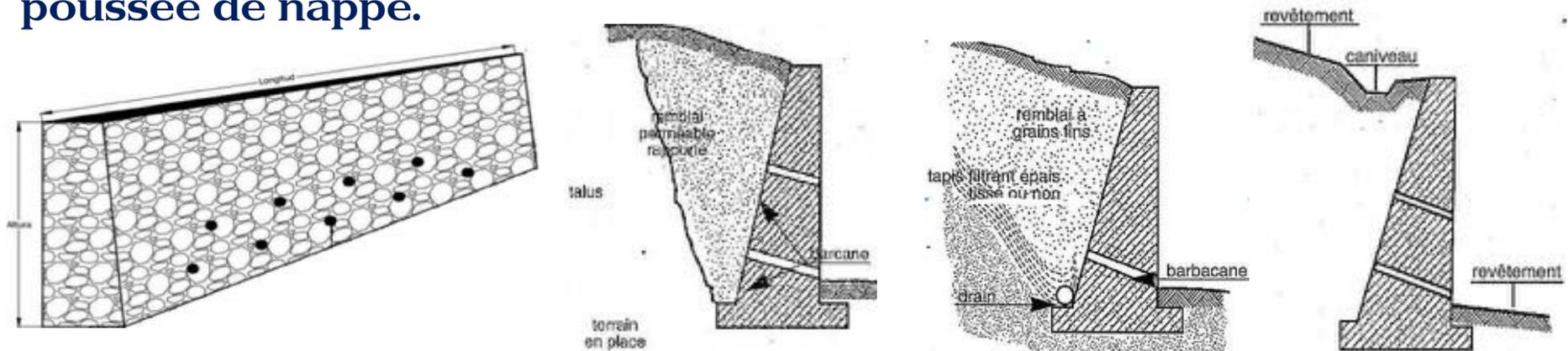
δ : angle de frottement de la poussée sur le mur, paramètre aléatoire pouvant être pris selon la rugosité estimée du mur, égal à $\frac{2}{3}\phi$ ou $\frac{1}{2}\phi$, mais la composante verticale étant favorable, on prendra δ sécuritairement égal à 0.

V.2 Traitement de l'eau du massif

1. Mur isolé

En dehors de l'existence d'une nappe phréatique qui sera complètement prise en compte dans les calculs et dimensionnements (cf. § IV.5.4 page 52) et nous avons vu son incidence sur l'augmentation considérable des efforts, il est indispensable de chercher à maîtriser la teneur en eau du massif, pour essayer de maintenir dans le temps les caractéristiques choisies raisonnablement à la conception.

Toujours mettre au minimum des barbacanes, sinon cette omission peut devenir vite une erreur et une faute si le mur n'est pas calculé avec une poussée de nappe.



Barbacanes : $1/500$ de la surface du mur tous les 4 m². Soit un \varnothing 100 selon une maille de 2 m.

Drains : 3 mm/m de pente minimum, un regard visitable aux angles et tous les 50 m maxi. La conception et la vérification de la pérennité (visite et entretien) dans le temps du drainage est indispensable.

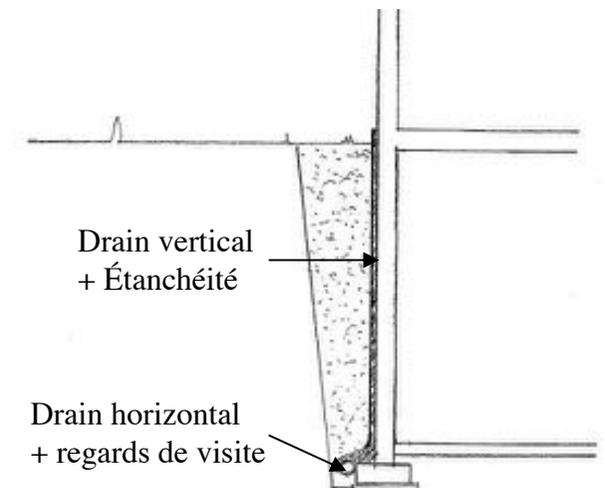
2. Mur d'un local faisant soutènement

Pour un mur en béton armé la plupart du temps l'étanchéité des locaux est traitée par le béton lui-même. Cette question est traitée par le DTU 14.1 travaux de cuvelage. Le traitement dépend la destination des locaux adjacents. La plupart des sinistres et conflits dépendent de ces qualifications et traitements.

Pour un mur en maçonnerie cette question est traitée par le DTU 20.1 P1-1 Octobre 2008 Travaux de bâtiment, Ouvrages en maçonnerie de petits éléments — Parois et murs, en son paragraphe 7.4.2 maçonneries enterrées. Qui préconise selon les cas d'espèces (trois catégories) étanchéité et drainage.

Quelques conseils :

- Éviter le « flin coat » et toute pseudo étanchéité mince adhérente, qui va suivre la première micro fissuration venue.
- Appliquer toujours le conseil du DTU § 7.4.2.1 : « Pour éviter toute contestation ultérieure, il appartient au maître d'œuvre de se faire préciser par le maître de l'ouvrage les exigences relatives aux conditions d'utilisation des locaux, etc... »



V.3 Calcul des poussées horizontales, valeur et position

Pour un calcul manuel la valeur de la poussée va être calculée selon les méthodes vues au § IV, la plupart du temps dans l'approche de Coulomb, On peut améliorer cette approche, notamment dans les cas compliqués, de pente du talus β , de frottement du parement intérieur λ , de prise en compte de δ , en utilisant les tables de Caquot-Kérisel-Absi.

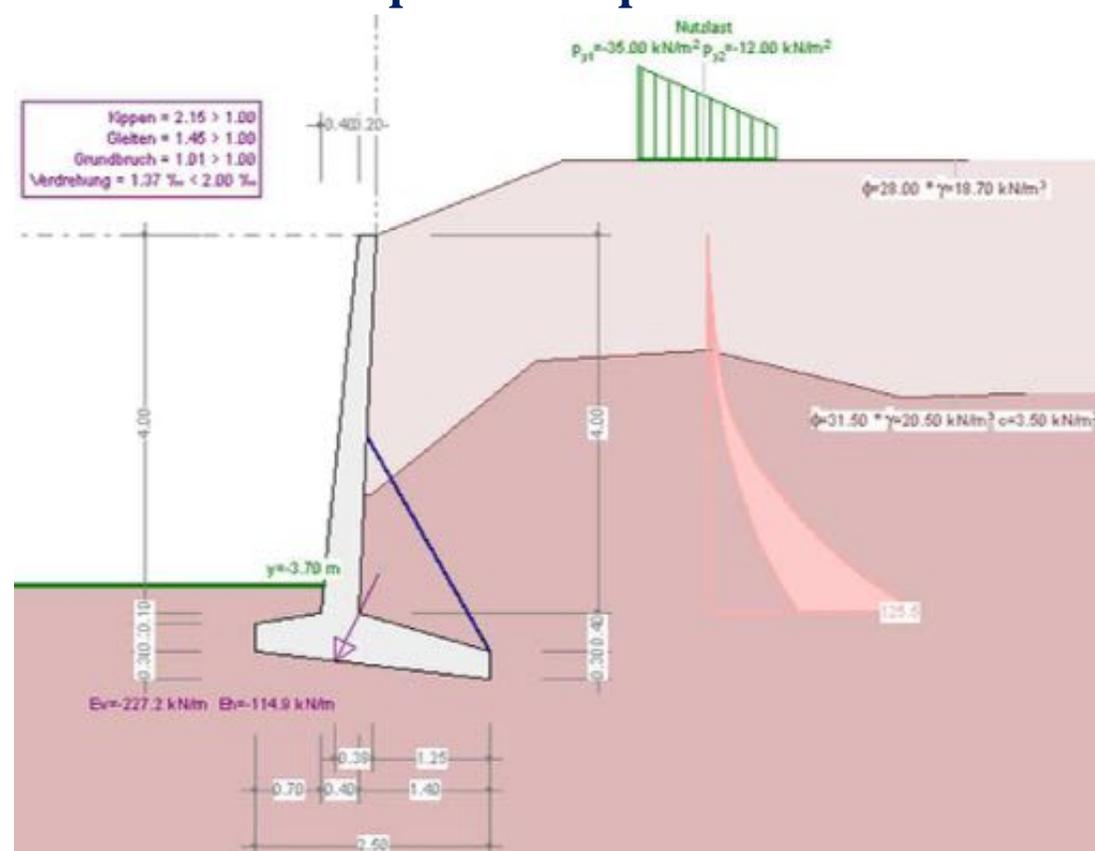
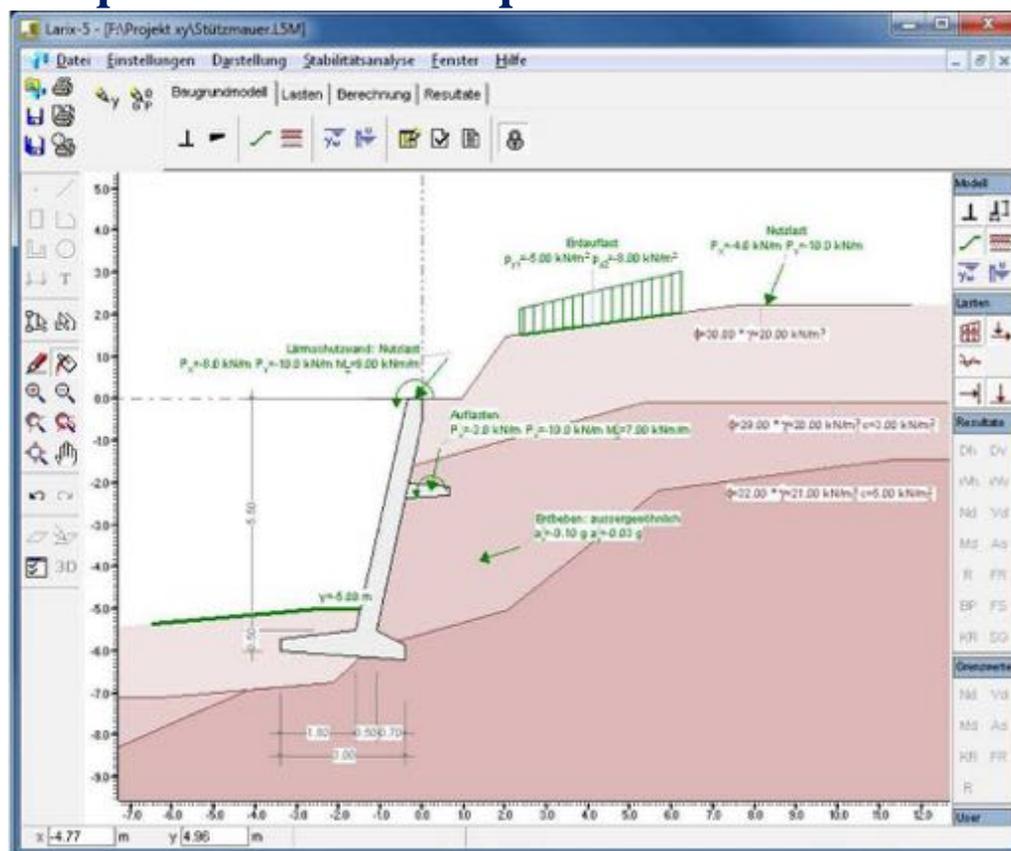
On positionnera la résultante au tiers inférieur de la hauteur.

La butée avant sera négligée car nécessitant de plus grands déplacements pour être mobilisée et pouvant disparaître du fait d'affouillements postérieurs.

Les efforts sont calculés bruts et la sécurité est évaluée par coefficients la plupart du temps égaux de 1.35 à 1.5.

Les calculs des efforts peuvent être effectués selon le Fascicule 62 Titre V corrigé ou selon les Eurocodes à l'aide de la norme NF P 94-281, norme d'application nationale de l'Eurocode 7 relative aux murs de soutènement. Les calculs sous séismes sont effectués uniquement selon l'Eurocode NF EN 1998-5.

Ces codes sont notamment utilisés par les logiciels du marché qui pour les calculs utilisent la méthode de Culmann dérivée de celle de Coulomb, mais qui évidemment peuvent modéliser les situations les plus complexes.



Pour l'évaluation de la poussée on tiendra compte également :

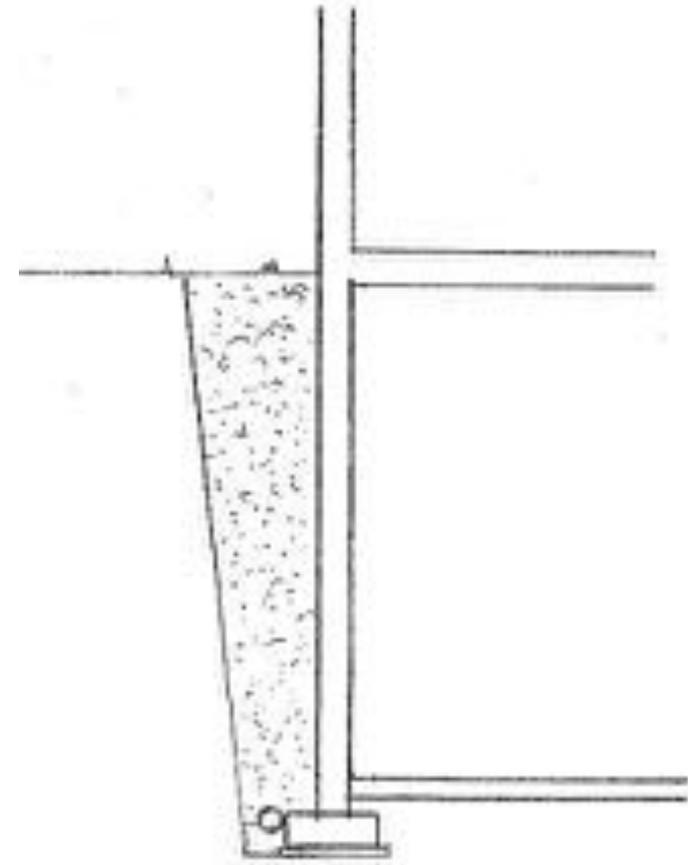
- De la nature d'un éventuel compactage du remblai, qui améliore beaucoup la qualité du sol en augmentant l'angle de frottement interne et donc en diminuant la poussée.

Cela diminue également la porosité et donc le volume d'eau retenue.

On préconisera un compactage par couches de 30 cm.

- De la possibilité ou non pour l'écran de se déplacer. Pour un mur isolé c'est toujours le cas, mais pas pour une paroi moulée du sous-sol d'un immeuble, ou un mur de cave ou de garage dans un pavillon. Dans ces configurations intervient également un autre effet, celui de « silo ».

D'aucuns projeteurs prennent, dans un souci d'économie, un remblai sable ou cailloux présentant un φ élevé et une poussée faible et appliquent la théorie de Coulomb avec Q_a . Ceci est une erreur, qui a donné lieu à des déboires, car d'une part l'écran est quasi fixe et c'est donc la poussée des terres au repos Q_0 qui s'exerce et non la poussée active Q_a (cf. page 42, $Q_0 \sim 1.45 Q_a$) et d'autre part la courbe de poussée dans un silo est plutôt linéaire constante contrairement à la poussée de Coulomb qui est triangulaire. Dans ce cas nous préconisons de prendre une poussée = $0.8\gamma h$ jusqu'à 4 m de profondeur et ensuite constante.



V.4 Calcul des charges verticales, valeur et position

Mur poids :

La seule charge verticale est le poids propre du mur P_w , sa ligne d'action passe par le centre de gravité du mur (voir ci-après page 64).

Mur cantilever en béton armé :

Il est soumis à plusieurs charges verticales de diverses natures

P_w : poids propre du voile

P_s : poids propre de la semelle

P_t : poids des terres situées au-dessus de la semelle arrière, égal à son volume $\times \gamma$

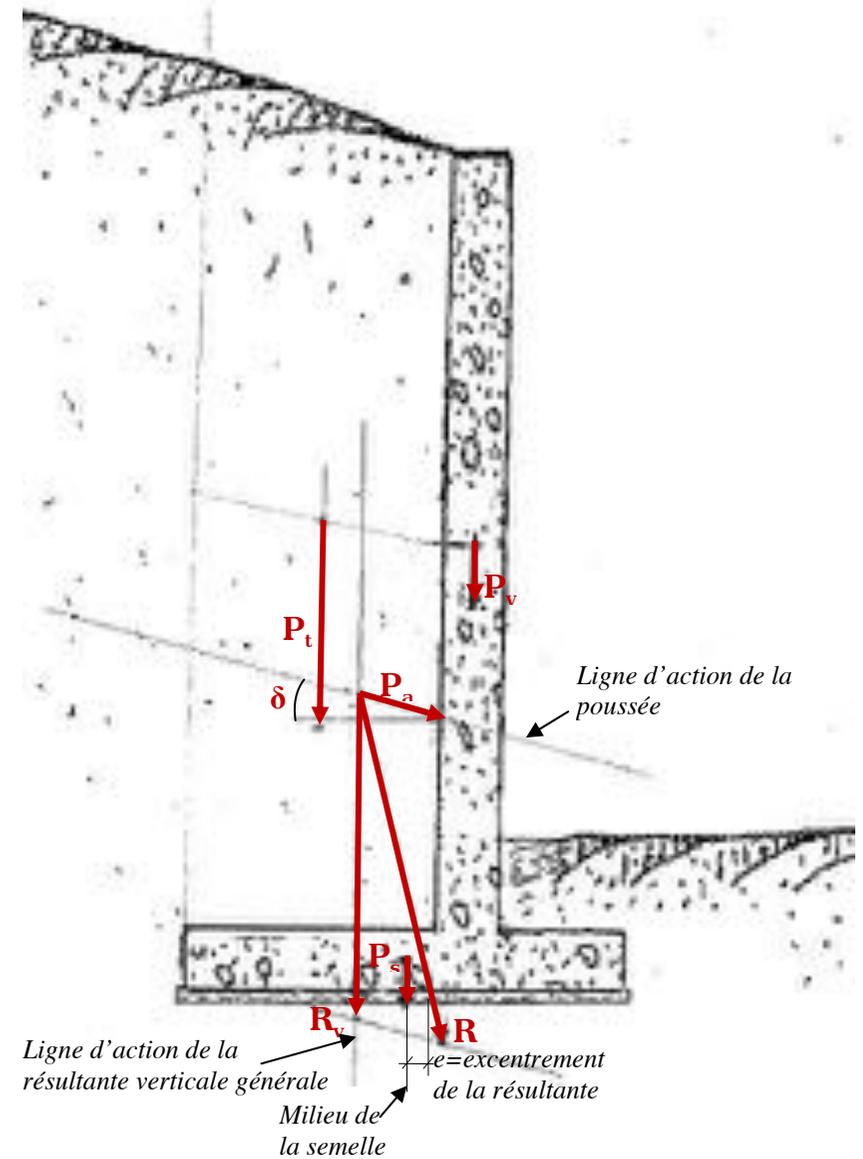
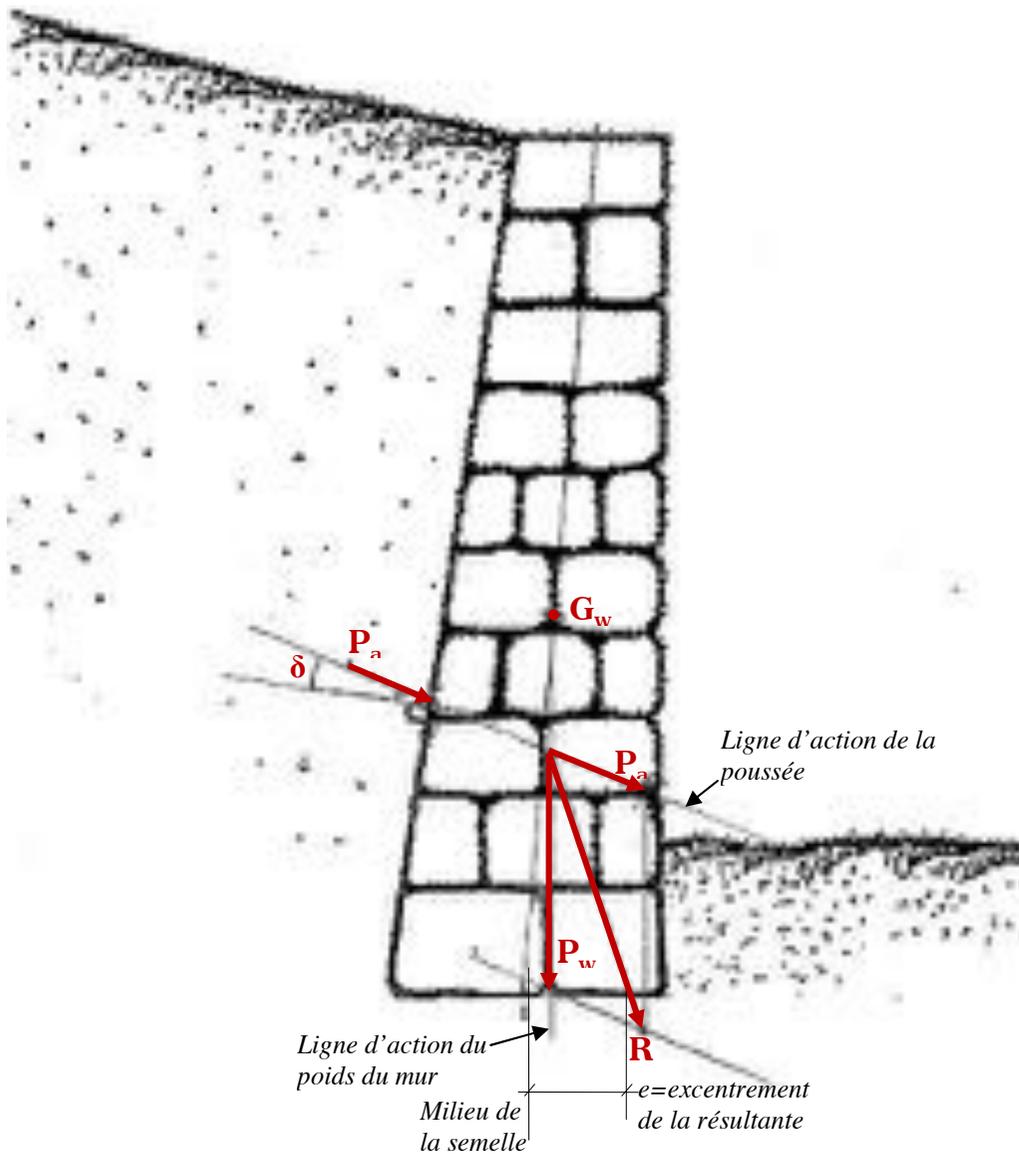
On ne tient pas compte du poids des terres sur la semelle avant, de même que de leur butée car ces terres peuvent être affouillées.

Puis on calcule la résultante générale de ces forces verticales ainsi que leur position par rapport à l'arête avant :

$$d_r = \frac{P_v \cdot d_v + P_s \cdot d_s + P_t \cdot d_t}{P_v + P_s + P_t}$$

$$R = P_v + P_s + P_t$$

V.5 Calcul de la résultante générale R, valeur et position



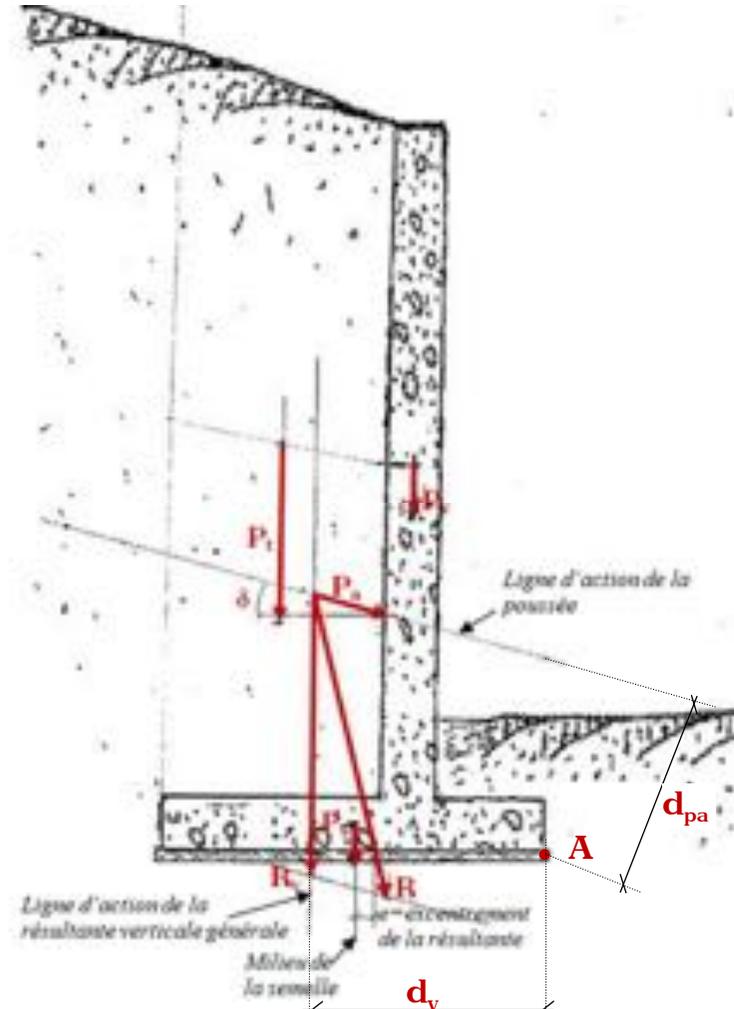
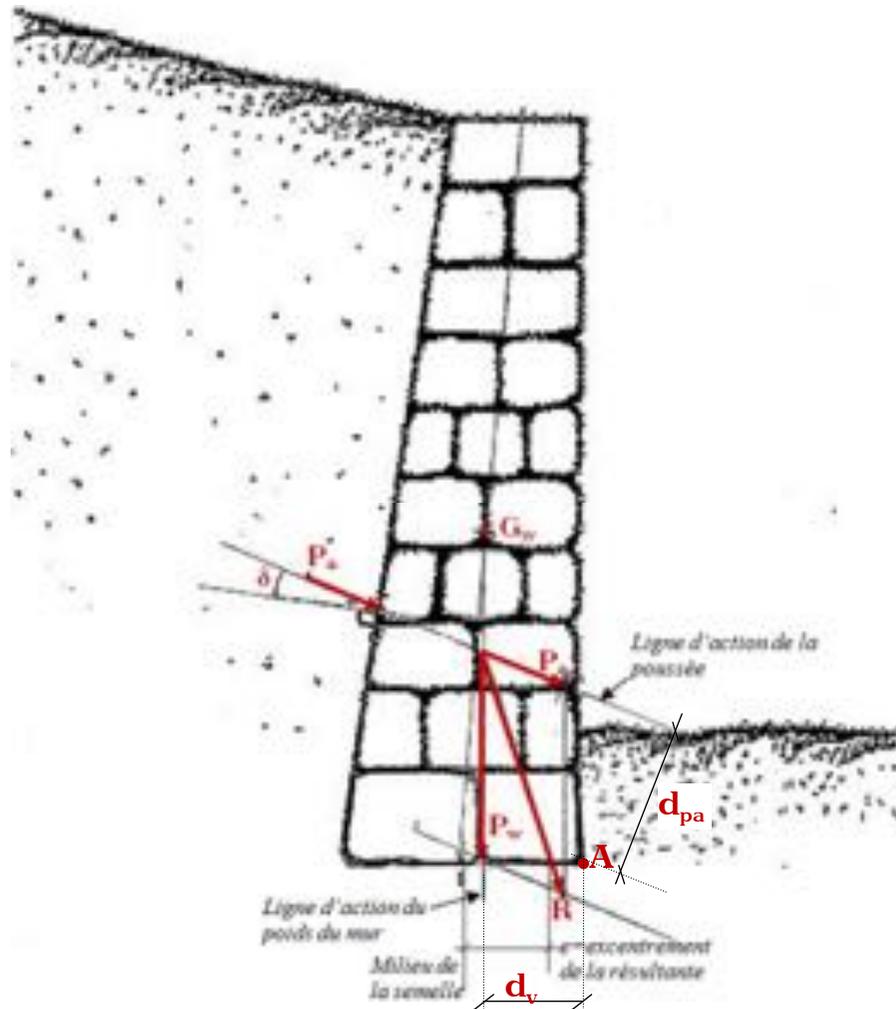
Mur poids :

Par l'intersection des lignes d'action du poids du mur P_w et de la poussée P_a on va tracer la résultante R en grandeur et position, et on va relever la position de son intersection avec la base de la semelle par rapport au milieu de cette semelle, on appellera cette distance e excentricité de la résultante générale R .

Mur cantilever béton armé :

Par l'intersection des lignes d'action de la résultante verticale générale R_v et de la poussée P_a on va tracer la résultante R en grandeur et position, et on va relever la position de son intersection avec la base de la semelle par rapport au milieu de cette semelle, on appellera cette distance e excentricité de la résultante générale R .

V.6 Vérification de la stabilité du mur au renversement

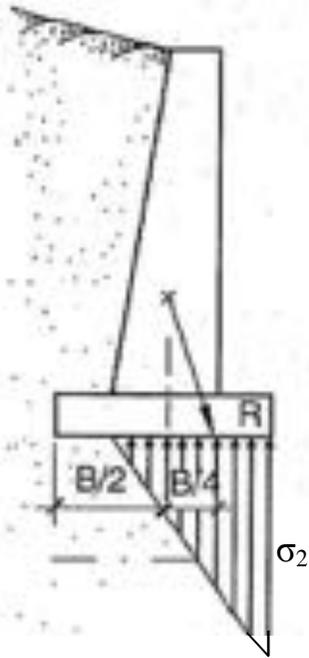


La poussée des terres P_a tend à renverser le mur autour d'un point de rotation que l'on a l'habitude de prendre au point A arête extérieure du mur, cela ce traduit par un moment de renversement $M_r = P_a \cdot d_a$

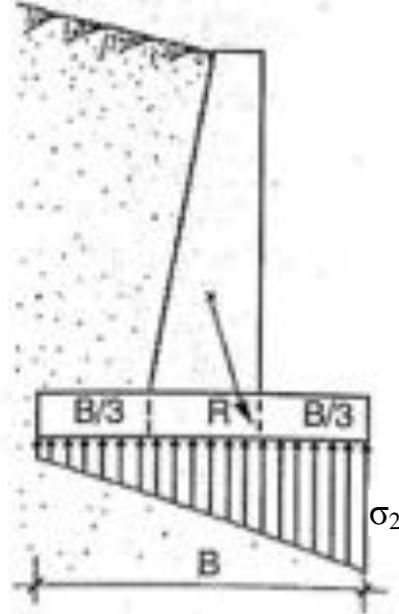
Ce moment est contrebalancé par la résultante verticale des forces R_v qui crée un moment de stabilité $M_s = R_v \cdot d_v$

Pour une sécurité admissible on doit vérifier que $M_s > 1.5 M_r$

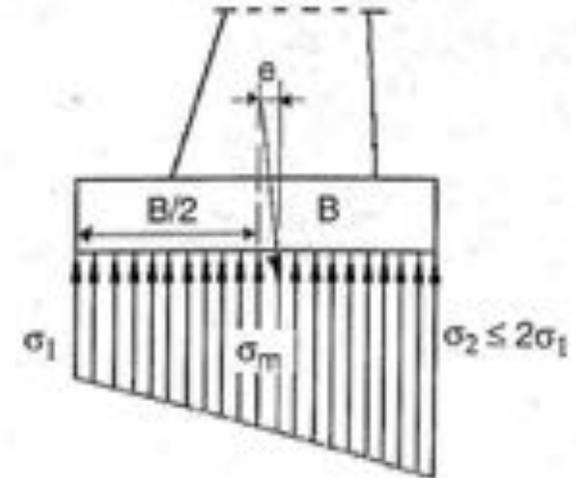
V.7 Excentrement admissible de la résultante générale R



A- Sol pratiquement incompressible
 $e \leq B/4$



B- Sol peu compressible
 $e \leq B/6$



C- Sol compressible
 $e \leq B/18$

Dans les terrains compressibles, il convient de dimensionner le mur et sa fondation de telle sorte qu'il n'y ait pas de différence trop importante entre les contraintes extrêmes. En effet, si la pression sous l'arête aval est trop élevée, alors que celle sous l'arête amont est faible, il risque de se produire des tassements différentiels provoquant une rotation du mur. Cette rotation entraîne à son tour un nouvel excentrement de la charge, le phénomène de basculement s'accroît et peut même se poursuivre jusqu'au renversement

total de l'ouvrage. Ainsi des murs fondés sur un terrain très mou peuvent se renverser alors qu'initialement la résultante ne sortait pas du tiers central.

La stabilité dépend donc essentiellement de la nature du terrain d'assise ; c'est pourquoi il convient de limiter l'excentrement e de la résultante R par rapport à l'axe de la semelle, en fonction de la nature du terrain d'assise :

Si le terrain est pratiquement incompressible, (rocher ...), l'excentrement peut atteindre le quart de la largeur de la semelle (figure A).

Si le terrain d'assise est assez compressible, il est de bonne construction d'admettre que la résultante reste dans le tiers central, c'est-à-dire que l'excentrement e soit au plus égal au sixième de la largeur de la semelle (figure B).

Si le terrain d'assise est compressible, (est considéré comme compressible un terrain pour lequel le tassement total du soutènement dépasse 0,05 m : argile...) l'excentrement ne doit pas dépasser $B/18$ (figure C)

Si le terrain d'assise est très compressible (argiles à forte teneur en eau, tourbes, etc.) l'emploi d'un mur-poids est à proscrire (voir schéma de la page 64).

V.8 Vérification de la résistance du sol d'assise

Dans tous les cas on vérifiera que la contrainte extrême est inférieure à la contrainte admissible : $\sigma_2 \leq \bar{\sigma}$

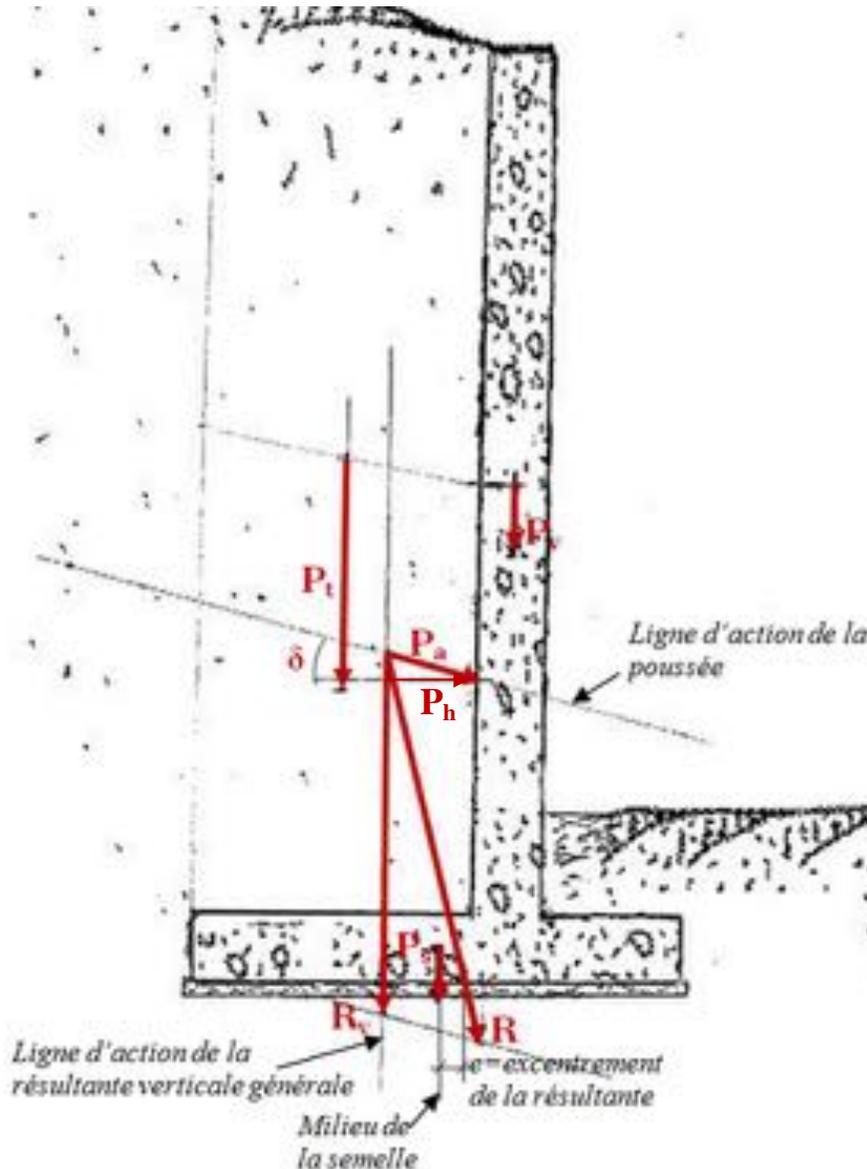
V.9 Vérification de la stabilité du mur au glissement

La composante horizontale de la poussée $P_h = Pa \operatorname{tg} \delta$ tend à faire glisser le mur sur le sol le long du plan de la semelle.

la seule force qui peut empêcher cela, selon ce que nous avons vu au § III.2 (pages 25 et suivantes), c'est l'effet du frottement de la semelle soumise à la charge verticale R_v qui développe un frottement égal à $R_v \operatorname{tg} \varphi$.

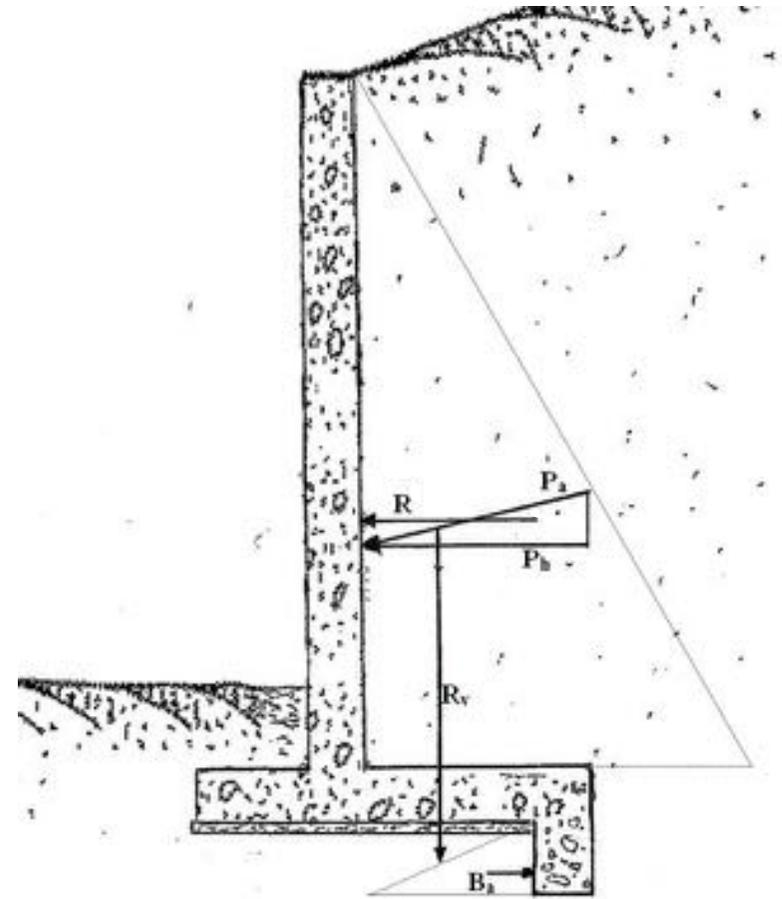
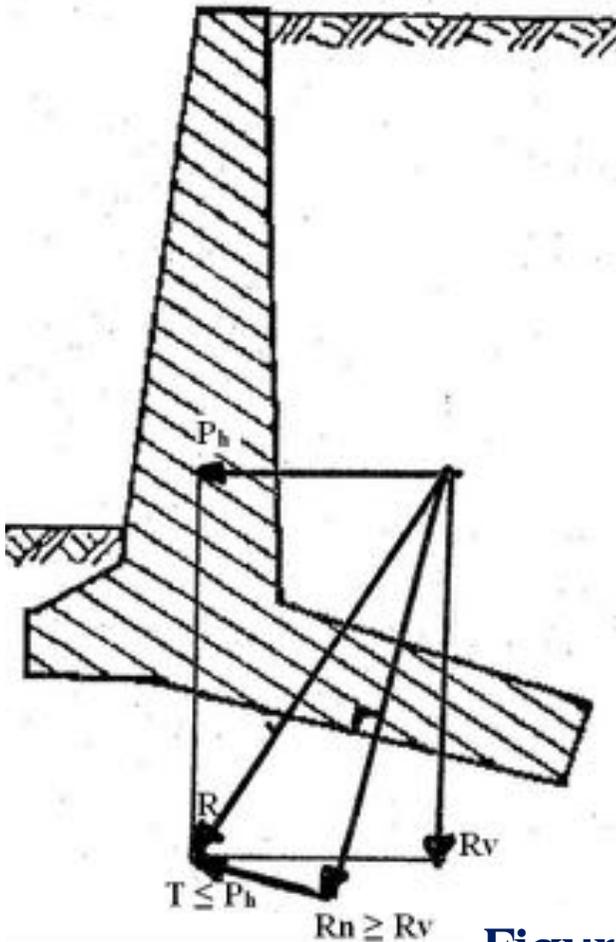
φ étant toujours l'angle de frottement interne du sol.

Il est d'usage d'adopter un coefficient de sécurité 1.5, il conviendra donc pour s'assurer du non glissement du mur que :

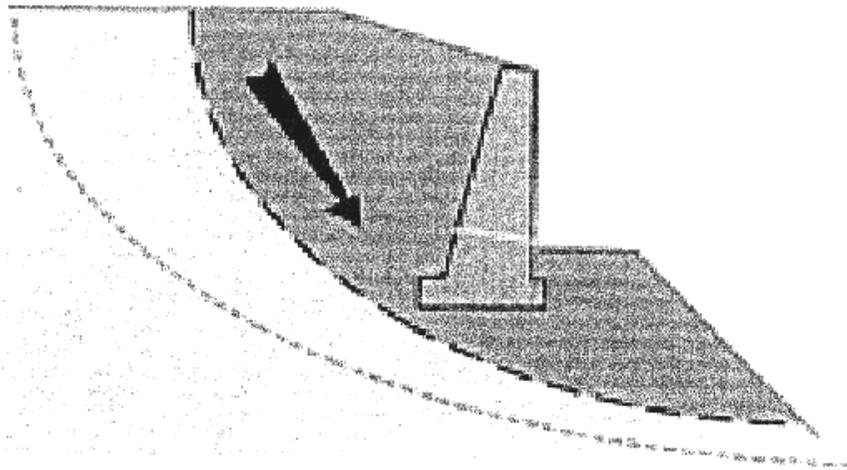
$$1.5 \cdot P_h \leq R_v \cdot \operatorname{tg} \varphi$$


Si le non glissement n'est pas vérifié, on pourra :

- Soit augmenter la masse du mur,
- Soit incliner la semelle (figure A) ce qui augmente l'effort normal à la semelle $R_n \geq R_v$ donc la force à mettre en œuvre pour faire glisser le mur et dans le même temps diminue la force qui tend à faire glisser le mur $T \leq P_h$
- Soit créer une bèche (figure B) dont la butée B_a sur le sol viendra diminuer la résultante des forces horizontales R et donc la force motrice de glissement.



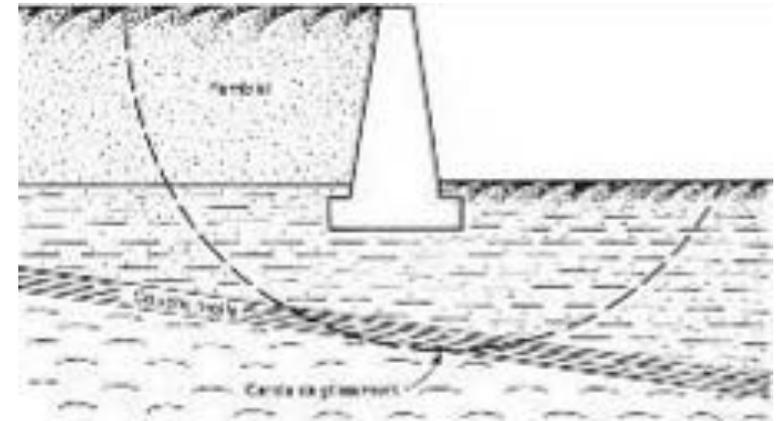
V.10 Vérification du risque de glissement généralisé, ou grand glissement.



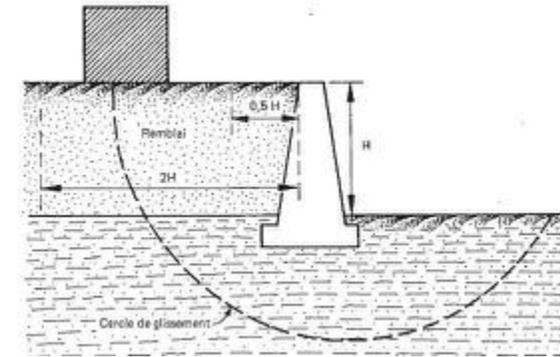
Dans certains cas il est nécessaire en plus des vérifications précédentes qui concernent la solidité et la stabilité des terres soutenues et du mur lui-même, de vérifier un risque de grand glissement ou glissement généralisé qui inclut l'ouvrage et l'ensemble des terres environnantes. Elle concerne principalement les sols hétérogènes.

Les cas où la vérification au grand glissement est obligatoire sont :

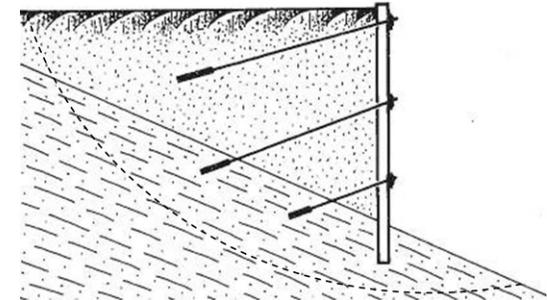
- Présence d'une couche molle au contact de la fondation ou en profondeur. Même si son épaisseur n'est que de quelques millimètres elle favorise la formation d'une surface de glissement
- Fort gradient d'écoulement de la nappe. Il faut être vigilant en cas de nappe circulante derrière l'ouvrage, surtout en terrains argilo-sableux.



- Présence sur le remblai d'une forte charge d'exploitation partiellement répartie.
Par exemple des stockages de containers sur un quai.

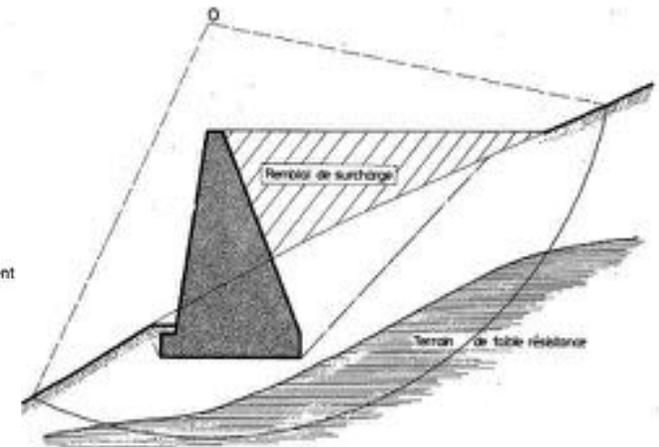
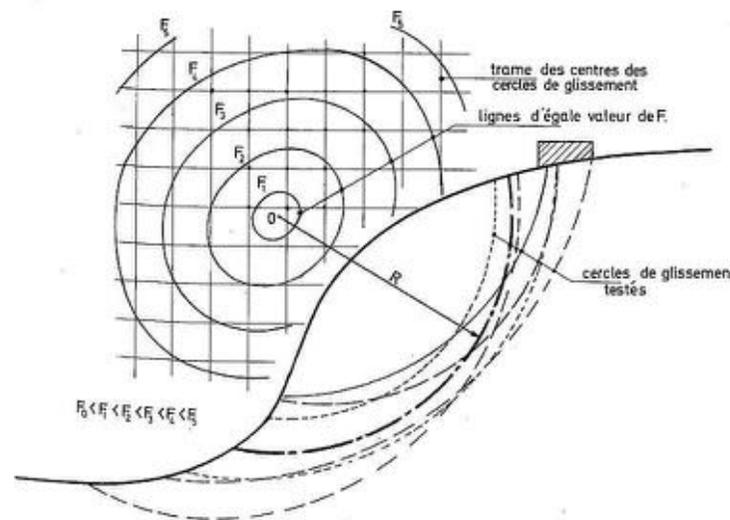


- couches de sols fortement inclinées favorisant un glissement généralisé.



Le principe de la vérification du risque de grand glissement repose sur l'étude plus générale de la stabilité des pentes.

Elle consiste à considérer un ensemble aléatoire (calculs nombreux et itératifs) de courbes de glissements circulaires

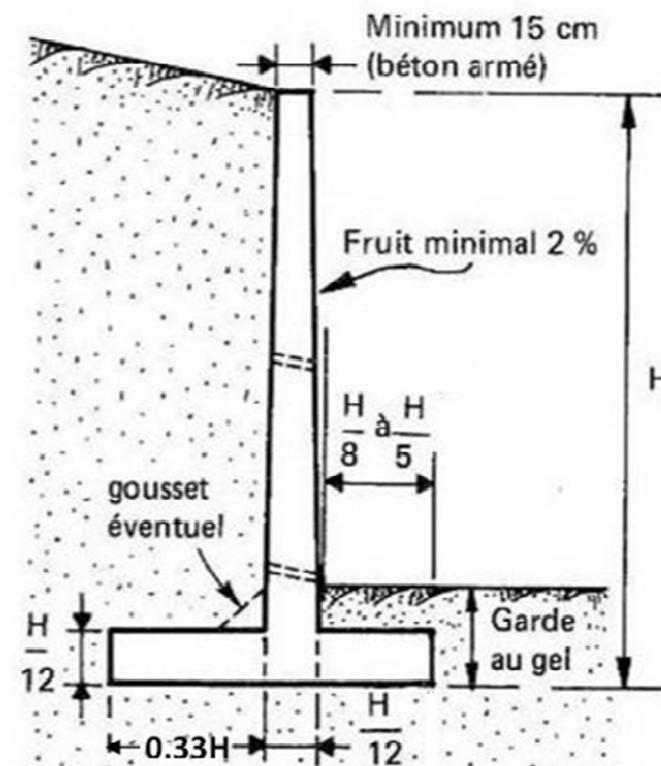
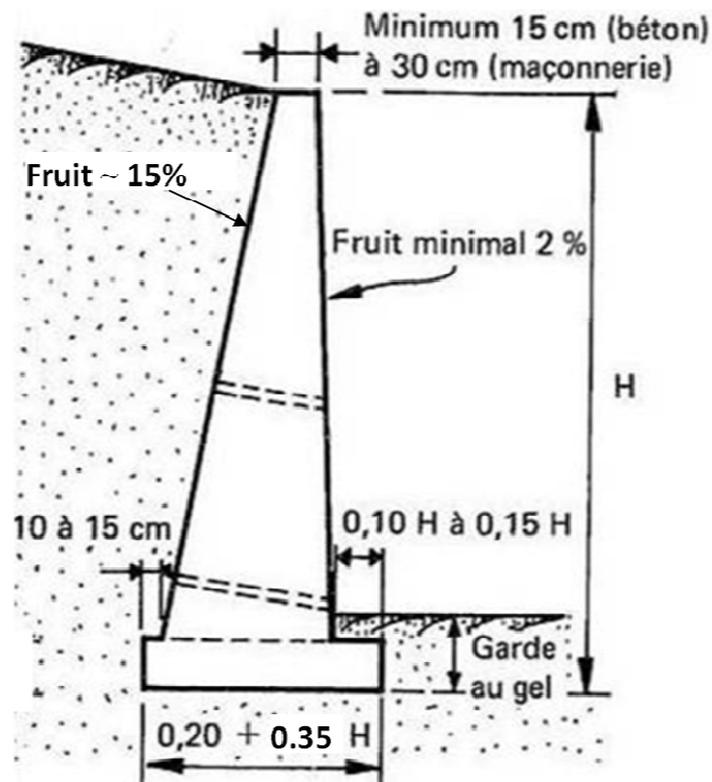


V.11 Résistance du mur lui-même :

- Mur en maçonnerie :
 - Contrainte de compression maximum inférieure à l'admissible
 - Contrainte de cisaillement maximum inférieure à l'admissible
- Mur en béton armé :
 - Calcul des armatures en zones tendues
 - Vérification de l'effort tranchant

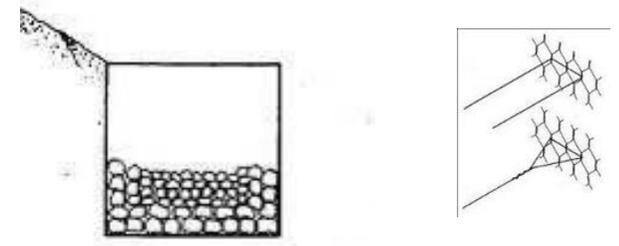
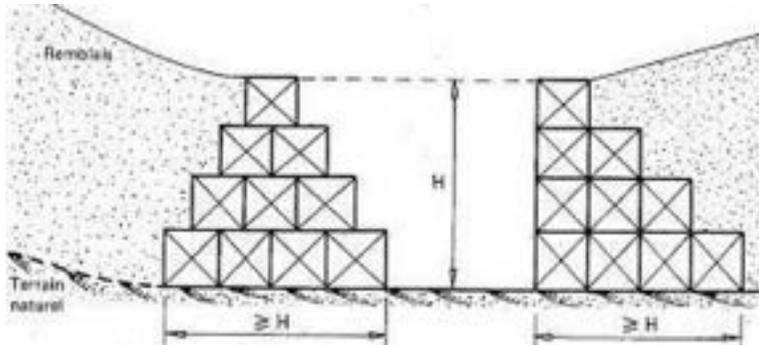
V.12 Prédimensionnements

Quelques ordres de grandeur pour une esquisse à vérifier, ajuster, optimiser.



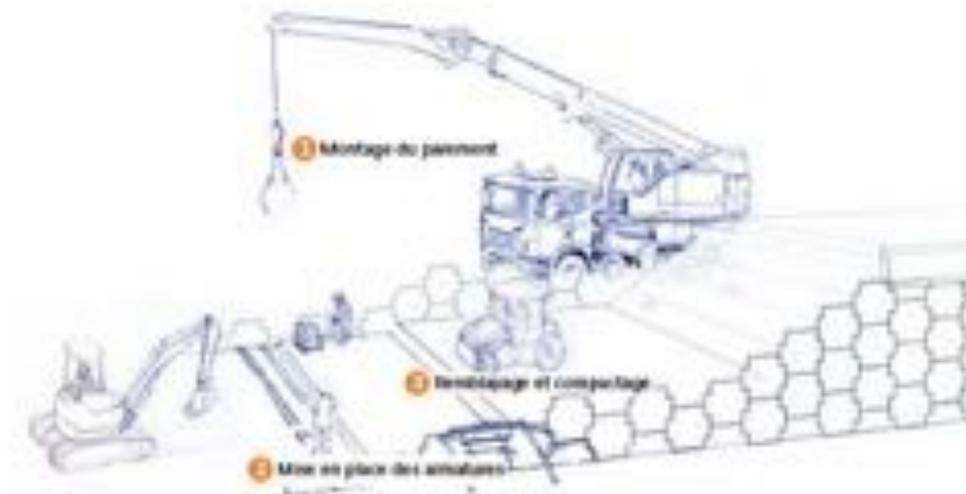
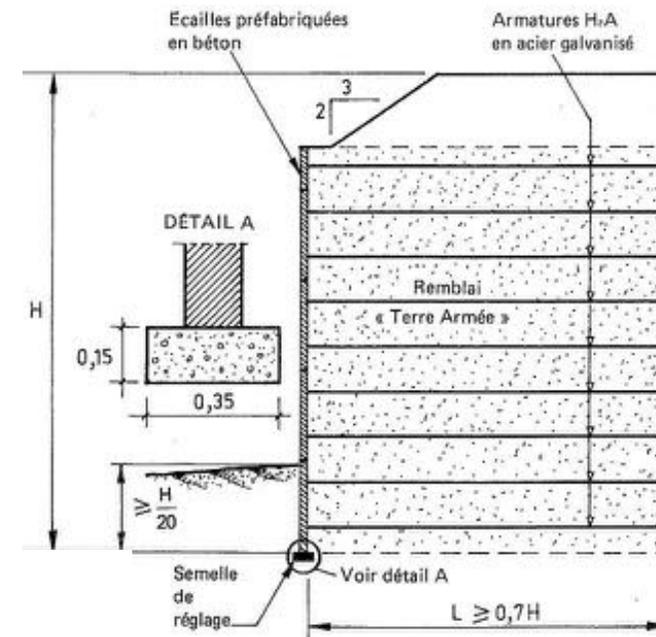
- VI - AUTRES TYPES DE MURS DE SOUTÈNEMENT

VI.1 GABIONS



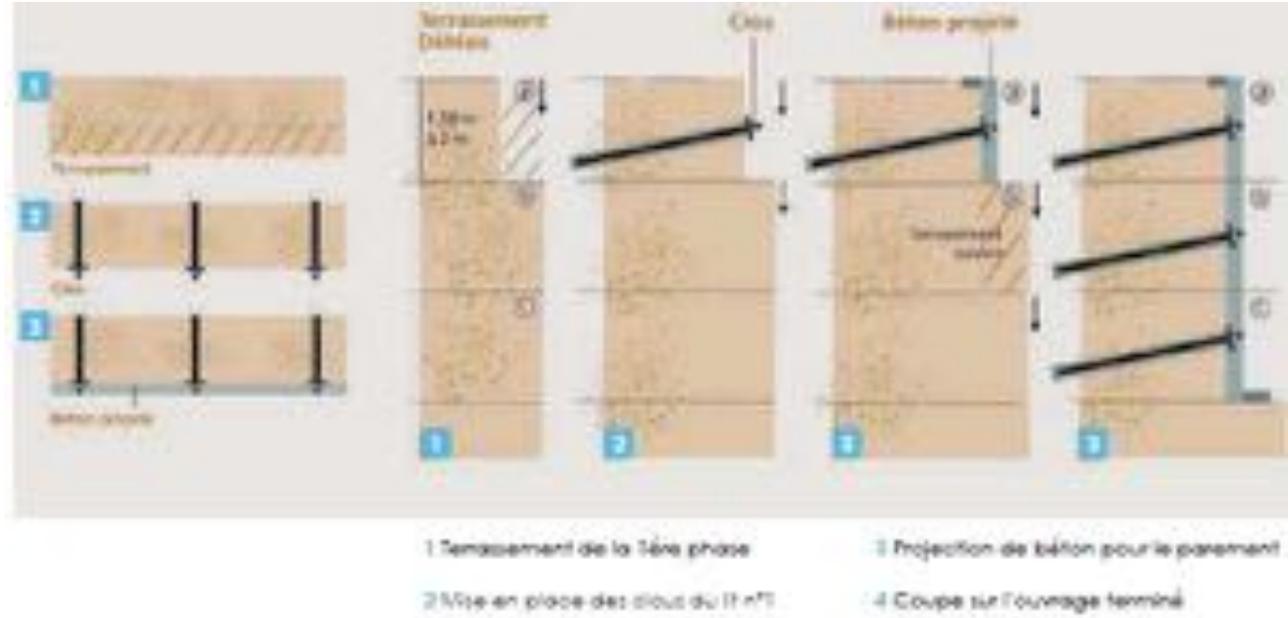
VI.2 LA TERRE ARMÉE

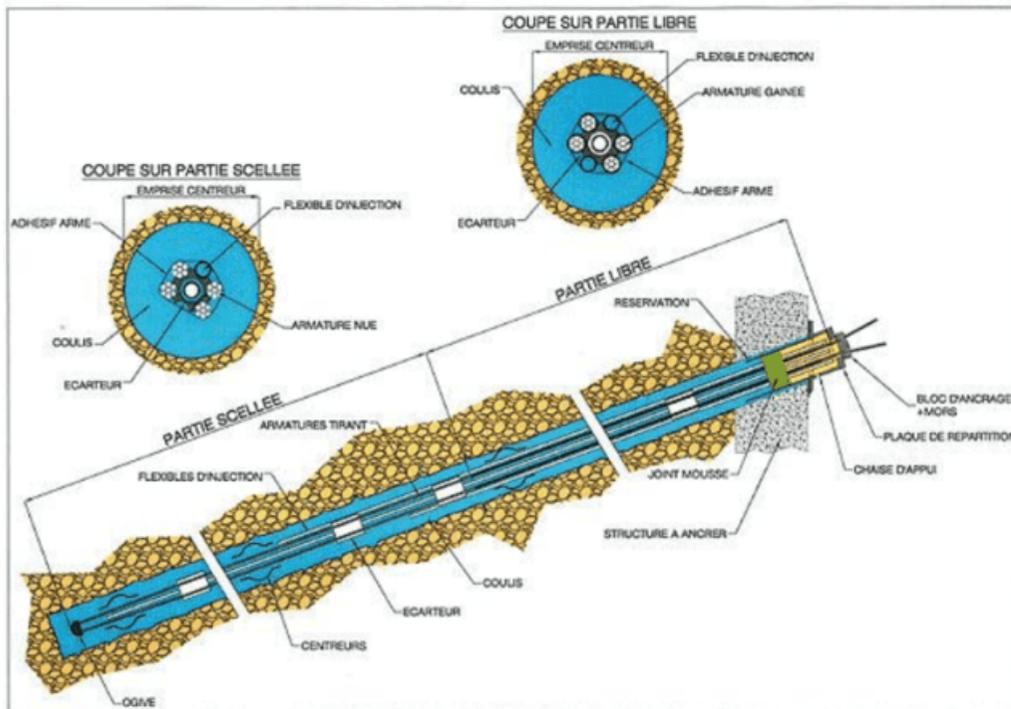
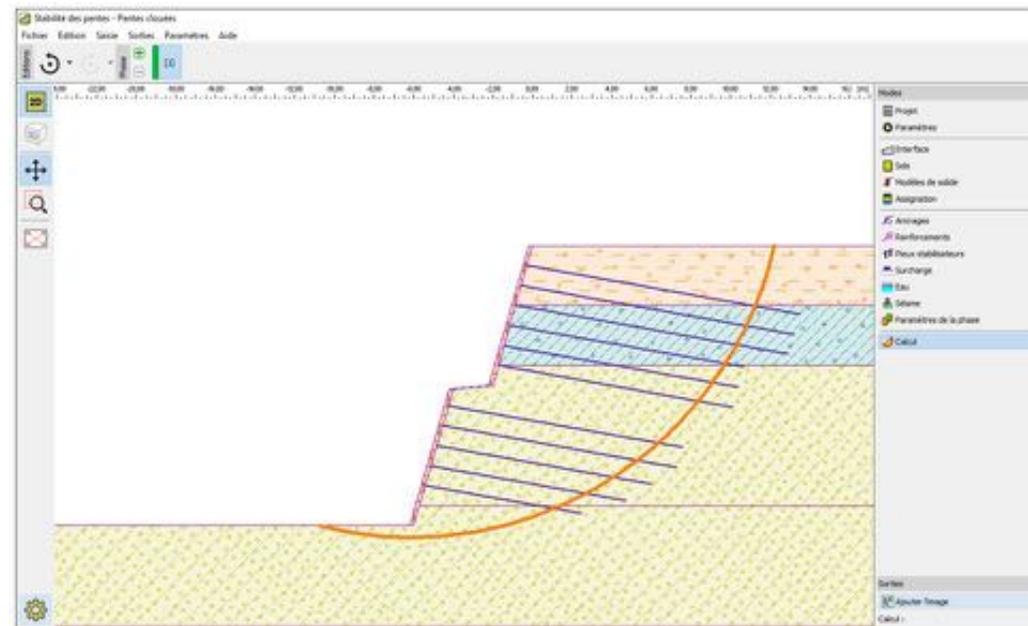
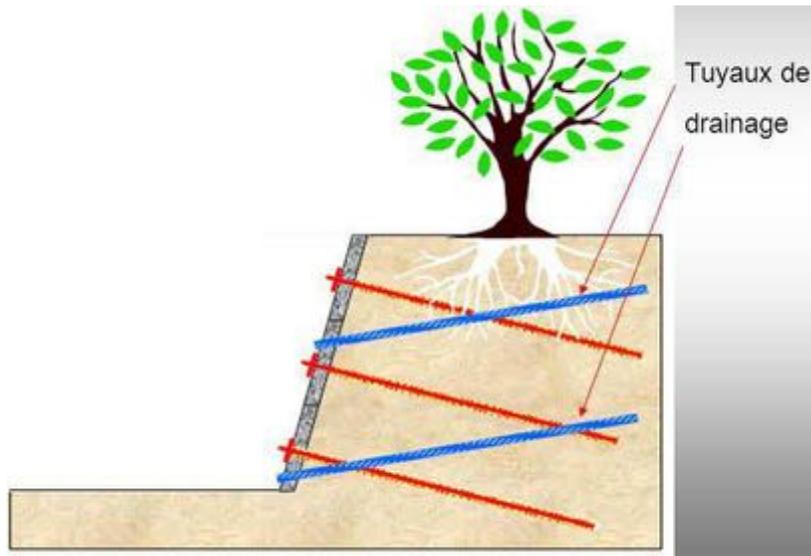
Les structures en Terre Armée® (Henri VIDAL 1963) associent un remblai granulaire sélectionné et contrôlé, des armatures résistantes en acier ou synthétiques et un système de parement modulaire généralement constitué de panneaux en béton préfabriqués, de treillis soudés ou de panneaux en acier semi-elliptiques.





VI.3 PAROIS CLOUTÉES

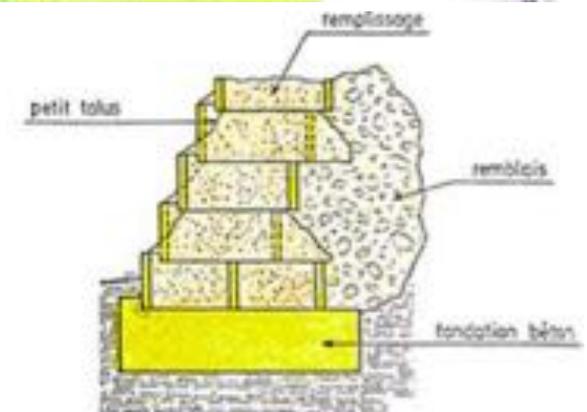
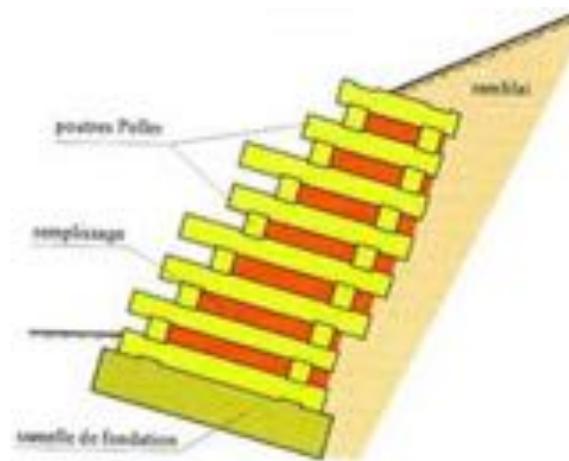




Tirants d'ancrage références
normatives : NF EN 1537, 7
Septembre 2013 , P 94-321
document élaboré pour aller de pair
avec l'EN 1997-1 Eurocode 7 : Calcul
géotechnique - partie 1 Règles
générales et le prEN ISO 22477-5,
Reconnaissance et essais
géotechniques - Essais de
structures géotechniques - Partie 5 :
Essais des tirants d'ancrages . Il
fournit l'ensemble des informations
concernant les exigences en matière
d'exécution et de surveillance.

VI.3 ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS EMPILÉS

Murs constitués d'un empilement ou d'un assemblage d'éléments préfabriqués en béton (armé ou non) selon différents procédés. Ces éléments peuvent se présenter sous plusieurs formes (caissons, poutres...), être remplis de terre pour permettre une végétalisation du parement.





- VII - QUELQUES EXEMPLES DE PATHOLOGIES EXPERTALES

VII.1 MUR TRADITIONNEL EN RÉGION PARISIENNE



Désordres : Mur localement déstabilisé, ruiné, étayé.

Analyse :

Mur poids bicentenaire en moellons appareillés au mortier, 3 m de hauteur de terres argileuses, 1 m d'épaisseur à la base. Une petite partie de ce très long mur est déstabilisée, côté terres un manoir et parc du XIX^e, coté extérieur un lotissement récent qui a taluté et affouillé le pied du mur.

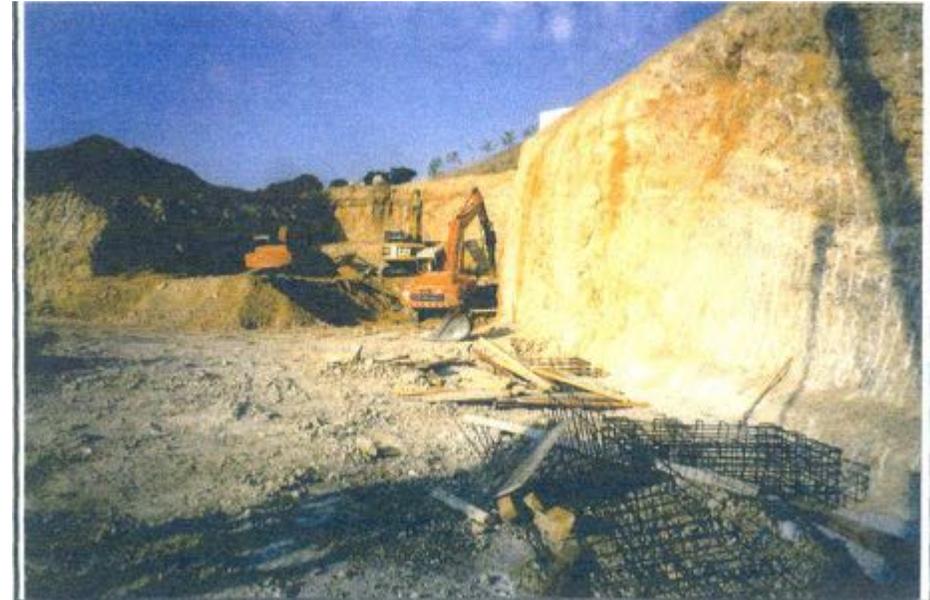
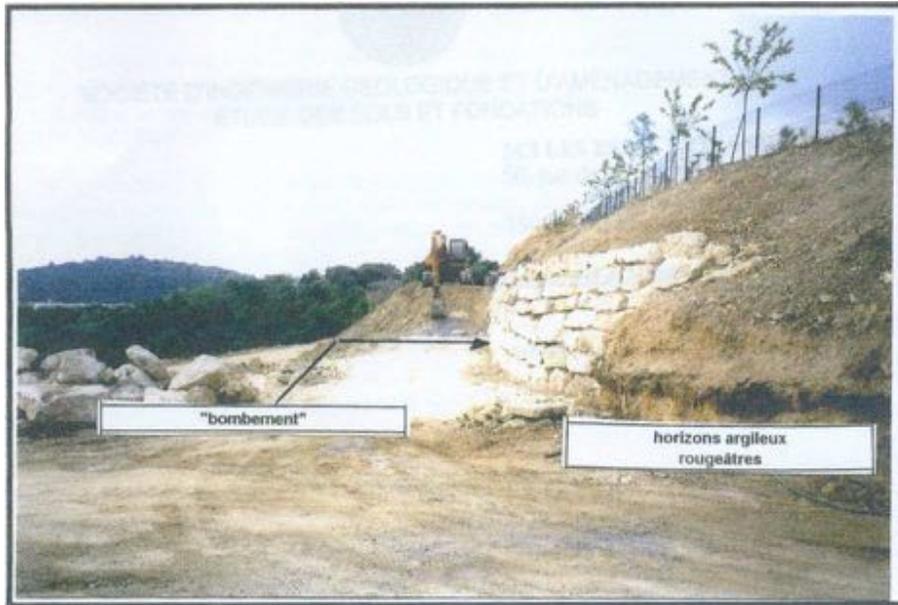
Les calculs montrent que le mur est stable sans et avec talutage du pied (confirmation du constat des lieux). Le désordre localisé provient d'une fuite d'une EP enterrée du pavillon, qui a modifiée localement les caractéristiques ϕ et c de l'argile.

VII.2 MURS ÉTAGÉS A NICE ANTIPOLIS

Désordres : fissurations (2 cm) d'une aire de parking sur toute sa longueur en tête d'un talus soutenu par un mur poids en gros blocs non hourdés qui présente un bombement



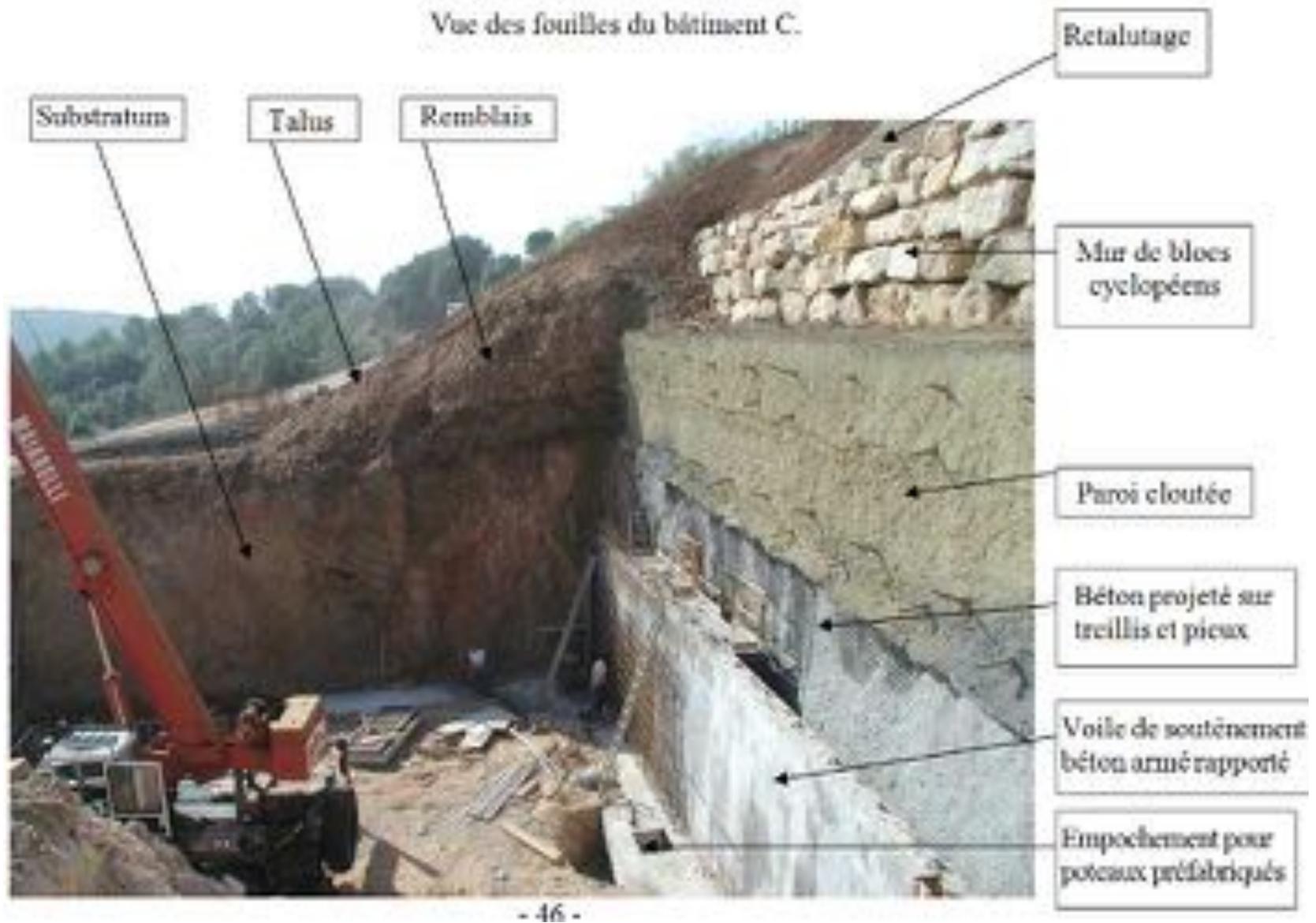
Analyse : Ledit mur et son talus ont été construits à l'occasion d'un ensemble de bureaux (B) sur un terrain viabilisé fourni par l'aménageur (A).



Un an après un autre acquéreur (C) construit un ensemble de bureaux sur une plateforme inférieure située 15 m plus bas, il établira pour ce faire, à l'aplomb du mur déjà existant, une paroi cloutée et une paroi en béton projeté sur treillis et pieux elle-même destinée à être doublée par les murs béton armé du futur bâtiment destinés à faire soutènement.

Les calculs montrent que les murs établis par (C) sont à même de résister à toutes les charges du site et à leur configuration.

Les investigations montrent que le mur cyclopéen a été confié par l'acquéreur (B) à un artisan et que le remblaiement a été réalisé avec les matériaux de la plate forme du site (A) constitués des dépôts anthropiques non compactés (un major) de décharge des divers chantiers du site.



La réparation consistera à établir une paroi neuve constituée par des micros pieux espacés de 50 cm enfoncés dans le sol depuis la tête du talus puis en deux passes d'affouillement d'établir deux lignes de poutres horizontales en HEA tenues par un cloutage.



VII.3 MUR DU SOUS-SOL ENTERRÉ D'UN PAVILLON A AUXERRE



Pavillon en construction,

Désordres : Mur du sous-sol semi-enterré suintant et humide à 100 %.

Analyse :

- **Mur en parpaings à bancher calculé convenablement avec une armature HA 10 tous les 25 cm, mais qui devaient bien entendu être positionnés près de la face tendue (côté intérieur du local), on constate qu'ils ont été positionnés au milieu du mur ! la résistance n'est plus assurée.**
- **Absence d'étanchéité verticale**
- **Absence de drain horizontal et de ses regards**

Or bien que le maître d'œuvre n'ait pas fait préciser par le maître d'ouvrage ses exigences relatives aux conditions d'utilisation des locaux, ledit local, libellé sur les plans garage-buanderie, est classé par le DTU en catégorie 2.

VII.4 MURS PRÉFABRIQUÉS D'UNE DÉCHETTERIE A REIMS

Désordres : Une déchetterie a été commanditée par les services de la ville, les murs (2.75m de hauteur) de quais surélevés présentent des dévers importants (5 à 20 cm), tous les parements sont parcourus de profondes fissures structurelles, une fissure est visible sur l'asphalte du quai à 3.50 m de la tête du mur.

Analyse : L'entreprise a mis en œuvre des éléments préfabriqués industriels et confié le remblaiement à un sous-traitant, le maître d'ouvrage était maître d'œuvre, il n'y a pas eu d'études des sols (en place et de remblais) de réalisées.

Les investigations ont montré que :

- les éléments préfabriqués (voir notice) étaient effectivement justifiés selon leurs critères précis pour les remblais d'un angle de frottement interne de 35° et d'un drainage établi selon les règles de l'art.
- Les remblais étaient constitués d'un matériau trouvé sur place limono-crayeux non compacté, que le massif présentait des circulations d'eau, qu'il y avait absence de drainage et de barbacanes, que l'angle de frottement interne était de 25° et que le matériau très sensible à la présence d'eau conduisait à un $\varphi = 20^\circ$
- Dans ces conditions le coefficient de poussée passait de celui prévu de 0.27 à une valeur effective de 0.49, soit 2 fois plus.

La réparation consistait en une démolition reconstruction complète.

Conseil : il faut bien lire, mettre œuvre et suivre les notices et tableaux, et se méfier des produits industriels trop performants et non robustes.



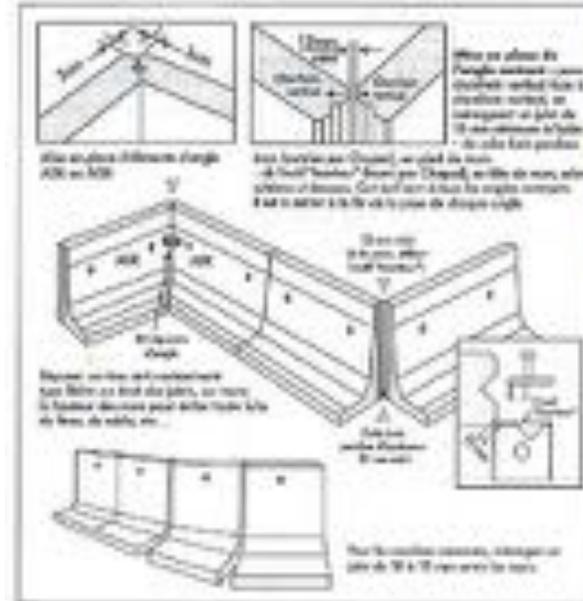
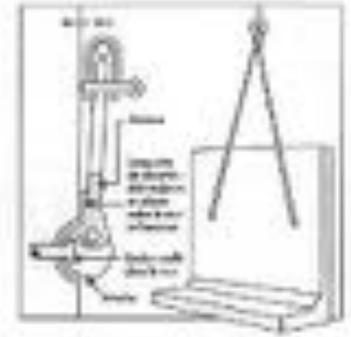


MANUTENTION

Au déchargement et à la pose, la manutention des murs série 300 s'effectue à l'aide d'éléments de sécurité spéciales mis à disposition des entreprises sur commande.
 La manutention des éléments devra être réalisée selon les règles de l'Art et de sécurité il est notamment essentiel d'éviter tout balancement des murs.
 Le dispositif de fixation de ces éléments laisse apparaître deux trous dans le voile du mur, uniquement côté sensée.

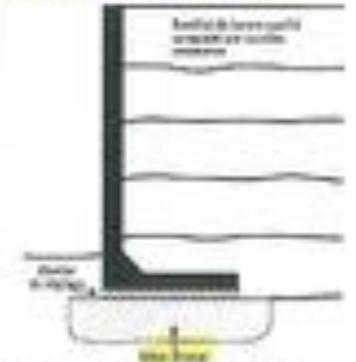
STOCKAGE INTERMEDIAIRE

Toutes précautions seront prises pour éviter le bousillage des murs et les chocs.



POSE

Il est recommandé de poser les murs série 300 sur un litton d'égout, avec réglage ou mortier sur la fondation, la mise hors gel, de réaliser que le nivellement, le compactage des remblais, l'évacuation des eaux d'infiltration éventuelles, etc., seront réalisés selon les Règles de l'Art en usage pour le soutènement.



Les murs série 300 doivent être utilisés selon la destination normale pour laquelle ils ont été fabriqués, et cela en respectant conformément aux Règles de l'Art en usage pour le soutènement et dans des conditions de nature à assurer leur conservation et la sécurité des personnes.

Limites d'emploi :

Le fabricant s'engage uniquement pour les utilisations d'origine et notamment des murs 'Chausse' série 300 et les parois verticales $\alpha \leq 10^\circ$ de ces éléments, tel que mentionné sur le schéma ci-dessous.

Pour 2 valeurs de l'angle de balancement interne des remblais $\alpha = 30^\circ$ et $\alpha = 35^\circ$ et des hauteurs des remblais $h = 2,0m$, il est préconisé :

- Remblais constitués par un mélange 1.

La stabilité assurée sur ces hauteurs selon

la méthode STPA, NGC 707.

Les remblais sont constitués de

10/20 selon le schéma ci-dessous.

Les valeurs limites figurant au schéma sont indicatives et s'interprètent sous la responsabilité de l'utilisateur.

PROFILS	$\alpha = 30^\circ$		$\alpha = 35^\circ$	
	1	2	1	2
1.1 - 300	1,2	1,2	1,2	1,2
1.1.10 - 300	1,2	1,2	1,2	1,2
1.1 - 300	1,2	1,2	1,2	1,2
1.1.10 - 300	1,2	1,2	1,2	1,2
1.1.10 - 300	1,2	1,2	1,2	1,2
1.1.10 - 300	1,2	1,2	1,2	1,2

Sur toute utilisation supplémentaire ou sur problème particulier, contactez le fabricant.

- VIII - ÉPILOGUE

Avant de nous quitter allons voir si « le » mur tiens toujours :

$$\varphi=35^\circ, c=0, \delta=0, \gamma=1.6 \text{ t/m}^3, \gamma_{\text{mur}}=2.65 \text{ t/m}^3, \sigma_{\text{ad.mur}}=25b, \tau_{\text{ad.mur}}=2b$$

Poids du mur : $P_m = \text{largeur moyenne } 4.2 \times 17.5 \times 2.65 \text{ t/m}^3 = 195 \text{ t}$

Poids galerie : $P_m = 4.20 \times 11.50 \times 0.70 \text{ (vides)} \times 2.65 = \dots\dots\dots 89 \text{ t}$

Poids total : $P_t \dots\dots\dots 284 \text{ t}$

À une distance $d=4.60/2=2.30 \text{ m}$ de l'arrête extérieure

Soit un moment de stabilité $M_s=284 \times 2.30=653 \text{ tm}$

Poussée résultante totale :

$$P_a = 1.60 \times \frac{17.50^2}{2} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 66 \text{ t}$$

A une distance $h= 17.50/3=5.83 \text{ m}$ de la base du mur

Soit un moment de renversement $M_r=66 \times 5.83=385 \text{ tm}$

Au total le coefficient de sécurité au renversement est de $653/385=1.70 < 1.5$ convenable

Contraintes dans la maçonnerie :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{6M}{bh^2} = \frac{284000}{4.60 \times 100} \pm \frac{6 \times 6850000}{100 \times 460^2} = 6.17 \pm 10.92 =$$

$17 \text{ b} < 25 \text{ b}$ compression admissible

$- 4.75 \text{ b}$ traction



Cisaillement dans la maçonnerie :

$$\text{Poussée maximum : } P_{17.5} = 1.60 \times 17.5 \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 7.59 \text{ t}$$

$$\tau = 7590/460 \times 100 = 0.16 \text{ b} < 2 \text{ b admissible}$$

La présence de la galerie au sommet du mur n'est pas simplement fonctionnelle ou esthétique, elle joue un rôle important dans la stabilité du mur.

Apparemment cela devrait aller pour 2000 ans encore.

