

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université de Guelma Faculté des Sciences et de la
technologie

Département de : Génie Civil Et Hydraulique

Spécialité : Travaux Publics

Option : Voies Et Ouvrages D'art

Présenté par : - Hamel Mohammed Ala Eddine

- Gharbia Imed Eddine

**THEME: ANALYSE DE LA STABILITE DES PAROIS
BERLINOISES**

Sous la direction de : Pr. BELABED LAZHAR

Juin 2023

REMERCIEMENT

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

الحمد لله رب العالمين و الصلاة و السلام على أشرف المرسلين ، أما بعد

Nous remercions notre encadreur, le professeur Belabed Lazhar, qui nous dirigés pour faire de ce projet une réalité.

Nous remercions le génie professeur Kamal Zanat pour son aide .

Nous remercions les membres du jury d'avoir accepté l'évaluation

Cet humble travail

Nous remercions les professeurs et les collègues qui nous ont accompagnés dans notre parcours universitaire,

DEDICACE

Les plus hautes expressions de gratitude sont adressées au centre de l'univers et de l'inspiration (mes parents). Les mots de remerciement ne suffisent pas pour apprécier leurs efforts et me pousser vers qui je suis. Ce travail leur est dédié.

Je le dédie à mes frères ma sœur et tout la famille.

Je le dédie aussi à Mes collègues du groupe de 14 ST, Licence en génie civil, et mes collègues des années de Master VOA et tous les chers.

Dédicace

A mes parents dont le rêve était toujours de me voir réussir. Qu'ils sachent que leur place dans mon cœur et ma pensée, reste et demeure immense.

A toute ma famille et tous mes amis.

A mes collègues de promotion, sans oublier tous mes enseignants auxquels j'exprime mon profond respect.

Résumé :

Ce travail porte sur l'étude de divers ouvrages de soutènement en général et les écrans de soutènement en particulier ainsi que leur comparaison (murs, écrans et murs en terre armée).

Une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite alors une connaissance profonde des pressions des terres passive et active.

Nous construisons les ouvrages de soutènements pour protéger les terrains de l'effondrement, ce qui nous permet de construire diverses structures stables (parkings souterrains, routes, ponts, barrages, tunnels...) évitant des désordres des bâtiments préconstruits et des zones avec des pentes. Nous réalisons ainsi des excavations stables.

Afin de calculer les forces affectant les murs et leur résistance, nous utilisons plusieurs méthodes classiques et autres méthodes empiriques. Les calculs ont été effectué avec de nombreuses variables dans les propriétés du sol et le type de mur. Ce travail s'appuie notamment sur l'étude des parois Berlinoises, leur mode opératoire et leurs domaines d'utilisation, de leur dimensionnement et leur stabilité.

Déférentes études paramétriques sur le dimensionnement et la stabilité des parois Berlinoises auto-stables et ancrés ont été réalisées. Une tentative modeste de programmer la méthode de calcul des parois Berlinoise autostables et ancrés a été réalisé avec le langage PYTHON.

Mots-clés : écran de soutènement, paroi Berlinoise, poussée, butée, ancrage, stabilité.

Abstract:

This work focuses on the study of various retaining structures in general and retaining screens in particular as well as their comparison (walls, screens and reinforced earth walls).

A safe and economical design of a retaining screen therefore requires a deep knowledge of passive and active earth pressures.

We build retaining structures to protect land from collapse, which allows us to build various stable structures (underground car parks, roads, bridges, dams, tunnels, etc.), avoiding disorders of pre-built buildings and areas with slopes. In this way, we achieve stable excavations.

In order to calculate the forces affecting the walls and their resistance, we use several classical methods and other empirical methods. Calculations were performed with many variables in soil properties and wall type.

This work is based in particular on the study of Berlin walls, their mode of operation and their areas of use, their sizing and their stability.

Deferent parametric studies on the sizing and stability of self-stabilizing and anchored Berlin walls have been carried out. A modest attempt to program the calculation method for freestanding and anchored Berlin walls has been made with the PYTHON language.

Keywords: retaining screen, Berlin wall, thrust, abutment, anchoring, and stability.

ملخص

يركز هذا العمل على دراسة الهياكل الاستنادية المختلفة بشكل عام والشاشات الاستنادية بشكل خاص بالإضافة إلى مقارنتها (الجدران والشاشات والجدران الأرضية المسلحة). لذلك يتطلب التصميم الأمن والاقتصادي لشاشة الاحتفاظ معرفة عميقة بضغوط الأرض السلبية والنشطة. نقوم ببناء الهياكل الاستنادية لحماية الأرض من الانهيار ، مما يسمح لنا ببناء العديد من الهياكل الثابتة (مواقف السيارات تحت الأرض ، والطرق ، والجسور ، والسدود ، والأنفاق ، وما إلى ذلك) ، وتجنب اضطرابات المباني سابقة البناء والمناطق ذات المنحدرات. بهذه الطريقة ، نحقق حفريات مستقرة. من أجل حساب القوى التي تؤثر على الجدران ومقاومتها ، نستخدم عدة طرق كلاسيكية وطرق تجريبية أخرى. تم إجراء الحسابات مع العديد من المتغيرات في خصائص التربة ونوع الجدار. يعتمد هذا العمل بشكل خاص على دراسة جدران برلين وطريقة عملها ومجالات استخدامها وحجمها واستقرارها. تم إجراء دراسات بارامترية حول حجم واستقرار جدران برلين ذاتية التثبيت والمثبتة. تم إجراء محاولة متواضعة لبرمجة طريقة الحساب الخاصة بجدران برلين القائمة بذاتها والمثبتة بلغة PYTHON.

الكلمات المفتاحية : شاشة استنادية ، جدار برليني ، دفع ، دعم ، تثبيت ، ثبات

Sommaire :

- Remerciement
- Dédicace
- Résumé
- Abstract
- ملخص
- Liste des figures
- Liste des tableaux
- Notations et abréviations
- INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : INTRODUCTION SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENTS

I.1 Généralités	3
I.2 Les types des ouvrages de soutènements	4
I.2.1 Murs poids	4
I.2.2 Les écrans de soutènements	7
1.2.2.1. Parois composites	9
I.2.2.2. Parois moulées	10
I.2.2.3. Rideaux palplanches métalliques.....	12
I.2.2.4. Les parois de pieux sécants	13
I.2.3 Les ouvrages en remblai ou sol renforcé ...	16
I.2.3.1 Terre armée.....	16
I.2.3.2 Les géosynthétiques.....	18

CHAPITRE II : PAROIS BERLINOISES

II.1 Introduction	21
II.2. Champs d'application	22
II.3. La mise en œuvre d'une paroi Berlinoise	22
II.4. Réalisation d'une Paroi Berlinoise.....	23
II.5. Dimensions	24
II.6. Domaine d'application des parois Berlinoises	25
II.7. Spécifications :.....	26
II.8. Le béton projeté	26
II.9. Les tirants d'ancrage	27

CHAPITRE III : LES METHODES DE CALCUL DES ECRANS

III.1 Introduction	31
III.2. Rappels sur les pressions latérales de la terre	31
III.3. Catégories de pression latérale de la terre	31
III.4. Considérations générales	35
III.5. Les méthodes classiques de calcul de poussée et de butée	36
III.6. Méthodes de calcul des écrans de soutènements	43
III.7. Distributions approchées de poussée sur les écrans de soutènement	46
III.8. Justification de la stabilité du fond de fouille	47
III.8.1. Stabilité géotechnique (renard solide) – ELU GEO	47
III.8.2. Vérification des charges verticales	48
III.9. Etats limites de rupture pour les écrans de soutènement	49
III. 10. Justification de la stabilité	50
III.11. Arrachement des tirants d'ancrage	53
III.12 Cisaillement	54

CHAPITRE IV. CALCUL DES PAROIS BERLINOISS AVEC DES APPLICATIONS

IV.1 Déroulement du calcul et vérification	56
IV. 2 APPLICATIONS	
Exemple 1	62
Exemple 2	66
IV.3 L'influence Des différents variables sur la stabilité de paroi	71
Observation.....	81
Conclusion générale	82
REFERENCES.	83
Annexe	85

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE I :

Figure I.1: Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage.....	4
Figure I.2 : Reprise de la poussée grâce à l'encastrement de l'ouvrage.....	4
Figure I.3 : Reprise de la poussée grâce à un ancrage et encastrement.....	4
Figure I.4 : Mur en gabions.....	5
Figure I.5 : Mur en maçonnerie.....	5
Figure I.6 : Mur végétalisé.....	6
Figure I.7 : murs cantilever.....	6
Figure I.8 : Paroi Berlinoise.....	8
Figure I.9 : Paroi moulée.....	10
Figure I.10 : Mise en place des murettes guides, Excavation du 1 ^{er} panneau.....	11
Figure I.11: Curage et Dessablage.....	11
Figure I.12: Mise en place des joints, des cages d'armatures et des colonnes de bétonnage et bétonnage..	12
Figure I.13 : Rideaux palplanche.....	13
Figure I.14 : Exemple et schéma d'une paroi moulée en pieux forés.....	13
Figure I.15 : Paroi de pieux sécants.....	14
Figure I.16 : mur en terre armée.	16
Figure I.17 : mur en terre armée.....	16
Figure I.18 : types des murs en terre armé.....	17
Figure I.19: les géotextiles.....	18
Figure I.20 : les géogrilles.....	19
Figure I.21 : les géomembranes.....	19

Chapitre II :

Figure II.1 : Paroi Berlinoise.....	21
Figure II.2 : les étapes Réalisation d'une Paroi Berlinoise.....	23
Figure II.3 : Vue en plan des parois berlinoises constituées d'éléments de blindage mis en place en cours d'excavation : (A) sans cale et (B) avec cale.	25
Figure II.4 : Exemple et schéma d'une paroi Berlinoise.....	26
Figure II.5 : projection de béton projeté.....	26
Figure II.6 : schéma d'un tirant d'ancrage.	27
Figure II.7 : Les tirants d'ancrage en cours d'exécution.....	29

CHAPITRE III :

Figure III.1 : Développement des pressions actives et passives de la terre.....	31
Figure III.2 : Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$).....	32
Figure III.3 : Les contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran.	33
Figure III.4 : Superposition des contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran.	34
Figure III.5 : Fonctionnement d'un rideau rigide (Balay, 1983).....	35
Figure III.6 : Fonctionnement d'un rideau flexible (Balay, 1983).....	36
Figure III.7 : Méthode de Coulomb (surface libre et plan).....	37
Figure III.8 : Equilibre d'un coin quelconque.....	39
Figure III.9 . Equilibre de Boussinesq et de Rankine.....	43
Figure III.10 : Influence de la longueur de la fiche sur le moment et les déplacements dans l'écran de soutènement d'après Blum (1931), cité par Delattre (2001).....	44
Figure III.11 : Distribution idéalisée de la pression des terres, d'après Delattre (2001).....	45
Figure III.12 : Modélisation de Blum, adapté de Schlosser.....	45
Figure III.13 : distributions approchées de poussée sur les écrans de soutènement en fonction de nombre et position des ancrages pour les parois moulées et les palplanches métalliques.....	46
Figure III.14 : Exemple de mobilisation de la capacité portante sous une écran portant une structure (NF P94-282).....	47
Figure III.15 : Schémas de quelques modes d'instabilité d'ensemble.....	49
Figure III.16 . Schémas de quelques des éléments de structure.....	49

Figure III.17 : Schémas de modes de rupture par rotation d'un écran.....	50
Figure III.18 : Exemple de mode de rupture verticale d'un écran.....	50
Figure III.19 : Courbe effort déplacement en tête.....	51
Figure III.20.a : Loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire q_s	52
Figure III.20.b : Loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_u	52
Figure III.21 . Pieu court traversant un sol très médiocre ancré dans un sol résistant.....	52
Figure III.22 : Cisaillement d'un boulon au travers d'une discontinuité.	54

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Plan de paroi Berlinoise.....	56
Figure IV.2 : Redistribution de la pression des terres dans le cas d'un mur de soutènement à appui libre t à simple étayage.....	57
Figure IV.3 : les surfaces de rupture considérées une pression de terre spatiale.....	58
Figure IV.4 : Pression horizontale du sol sous le fond de fouille.....	60
Figure IV.5 : diagramme de poussée et de butée.....	67

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I :

Tableau I.1 comparaison des différentes parois composites.....9

Tableau I.2 : Avantage et inconvénients des différents type d'écran de soutènements.....15

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : rapport entre la pression de terre à appliquer dans la moitié supérieure et inférieure du mur.....57

Tableau IV.2 : Coefficients de résistance du sol ω_R58

Tableau IV.3 : Coefficients de résistance du sol ω_K59

Tableau IV.4 : Les coefficients de résistance de la terre.....59

Tableau IV.5 : note de calcul des valeurs et la condition de vérification horizontal en utilisant le programme Python (Annexe)68

Tableau IV.6 : L'influence de surcharge q71

Tableau IV.7 : L'influence de cohésion c72

Tableau IV.8 : L'influence de l'angle de frottement ϕ73

Tableau IV.9 : L'influence hauteur du mur z74

Tableau IV.10 : L'influence de rugosité de mur.....75

Tableau IV.11 : Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement..76

Tableau IV.12 : L'influence de distance entre l'ancrage et la tête de paroi.....77

Tableau IV.13 : L'influence de longueur de la fiche78

Tableau IV.14 : L'influence de distance entre les profilés.....79

Tableau IV.15 : L'influence de largeur des profilées80

LISTE DES SYMBOLES

Symboles	Désignation
z	Hauteur de massif de sol
γ	Poids volumique de sol
σ_h	Contrainte horizontale
σ_v	Contrainte verticale
K_0	Coefficient de pression latérale des terres au repos
K_p	Coefficient de pression de terre passive (butée)
K_a	Coefficient de poussée.
P_a	La résultante des pressions des terres active.
P_p	La résultante des pressions des terres passive.
φ	L'angle de frottement interne de sol.
C	La cohésion
δ	L'angle de frottement sol-écran.
W	Poids propre du massif de sol
R	Résultante de la réaction sur le plan de glissement incliné de l'angle φ sur la normale au plan de rupture
λ	Angle d'inclinaison d'écran
β	Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale
K_{ayh}	Coefficient des pressions des terres actives dues au poids des terres.
K_{pyh}	Coefficient des pressions des terres passives dues au poids des terres

K_{aq}	Coefficients des pressions des terres actives due à la surcharge
K_{ac}	Coefficients des pressions des terres actives due à la cohésion
K_{pc}	Coefficients des pressions des terres passive due à la cohésion
E	Module d'Young
ε	Déformation
ν	Coefficient de Poisson.
f	La fiche
P_{ph}	butée spatiale
$C_{h,k}$	contre butée horizontale caractéristique

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement sont des ouvrages courants de génie civil. Ils ont été utilisés dans la stabilité des dénivellations de terrain, des talus, des fouilles profondes notamment dans les ouvrages souterrains (tunnels, galeries de mines, parkings souterrains et les bâtiments souterrains).

La détermination des forces agissantes sur les ouvrages de soutènement est une étape importante dans l'ingénierie géotechnique. Une conception sécuritaire et économique d'un écran de soutènement nécessite une connaissance profonde des pressions de terres passives et actives.

Ce travail vise de donner un aperçu général sur les écrans de soutènement en général, et les parois berlinoises en particulier. Dans ce but, une étude bibliographique a été menée.

L'objectif principal de ce mémoire est de présenter la technique de construction des parois berlinoises, leur domaine d'utilisation en génie civil et travaux publics, leurs avantages et inconvénients ainsi que les méthodes de calcul, de dimensionnement et de stabilité de ces parois.

Le mémoire est divisé en un résumé, introduction générale, quatre (4) chapitres et conclusion.

Le premier chapitre traite une introduction générale sur les ouvrages de soutènements. Une synthèse riche sur le rôle d'ouvrages de soutènements ainsi que les différents types de soutènement a été présentée dans ce chapitre.

Dans le deuxième chapitre nous avons présenté la technique des parois berlinoises.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude des méthodes de calcul des écrans de soutènements en général et bien détaillé pour les parois berlinoises. Des méthodes de calcul de poussée et de butée (intensité, distribution) ont été présentées.

Le dernier chapitre contient une synthèse de méthode de calcul et de dimensionnement des parois berlinoises ainsi que des applications numériques différentes. Une tentative modeste de programmer la méthode de calcul des parois berlinoise autostables et ancrées a été réalisée avec le langage PYTHON. Le détail de ce programme est donné dans l'annexe à la fin de mémoire.

CHAPITRE I

INTRODUCTION SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

CHAPITRE I : INTRODUCTION SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

I.1 Généralités

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place, en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières.

Trois modes principaux peuvent être distingués :

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par des ancrages et / ou encastrement.

On distingue donc trois grandes familles d'ouvrages de soutènement :

- **Les murs poids**

Ce sont des ouvrages généralement fondés superficiellement, dont le poids (incluant parfois une partie de la masse de sol retenu) joue un rôle de soutènement (murs en béton armé, gabionnage, ...).

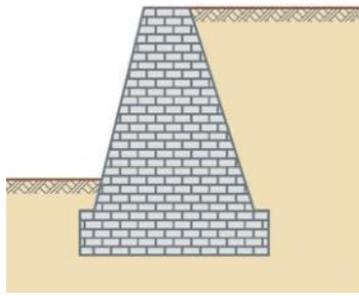
- **Les écrans de soutènement**

Ce sont des ouvrages minces (acier, béton armé ou bois), retenus ou soutenus par des ancrages, des butons ou la butée des terres. Leur résistance à la flexion joue un rôle important, alors que leur poids est insignifiant (parois moulées, parois Berlinoises, palplanches métalliques, ...).

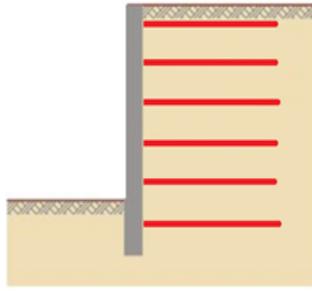
- **Les ouvrages en remblai ou sol renforcé**

Ce sont des ouvrages qui comportent des rangées sensiblement horizontales de renforcements, interposées entre des couches successives du remblai au fur et à mesure de la construction de l'ouvrage. Ils travaillent avec leur poids (Terre armée, murs en géo-synthétiques ...).

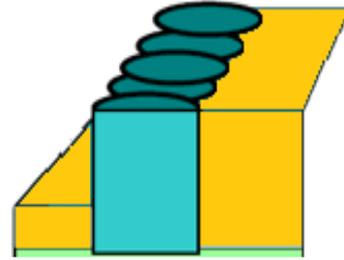
Les figures I.1, I.2, I.3 montrent les différents types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples [1].



Mur poids en béton ou maçonnerie

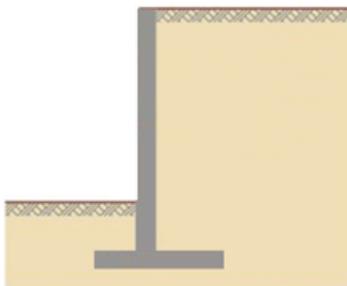


Mur en terre armée

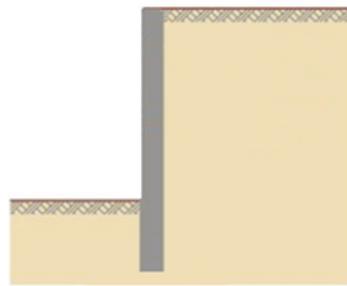


Ouvrage cellulaire

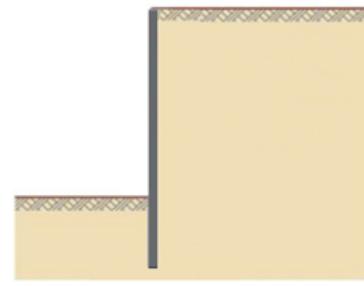
Figure. I.1 : Reprise de la poussée par le poids de l'ouvrage.



Mur cantilever en béton armé

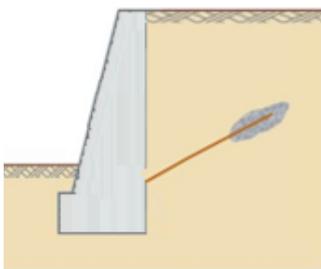


Paroi moulée

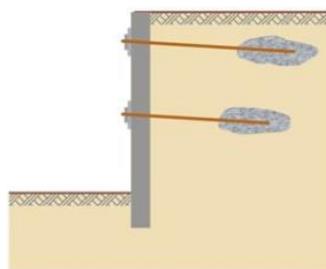


Rideau de palplanches

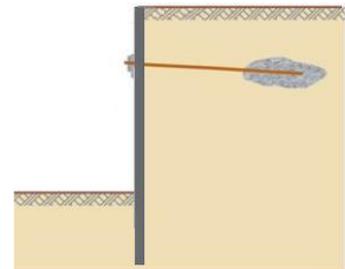
Figure I.2 : Reprise de la poussée grâce à l'encastrement de l'ouvrage.



Mur en béton ancré



Paroi moulée ancrée.



Rideau ancré

Figure I.3 : Reprise de la poussée grâce à un ancrage et encastrement.

I.2 Les types des ouvrages de soutènements

I.2.1. Murs poids

C'est le type de soutènement le plus classique, le plus ancien et le plus couramment mise en œuvre. C'est leur poids propre extrêmement importante qui leur permet de s'opposer à la poussée des terres.

Ce sont généralement des ouvrages rigides ou semi-rigides et sont équipés d'un système de drainage quand ils n'ont pas pour fonction de maintenir le niveau de l'eau contenu dans les terres à soutenir.

Ils sont employés habituellement pour soutenir des matériaux en déblai. De plus, ils ont facile à mettre en œuvre et s'intègrent parfaitement au site dans lequel il est réalisé [2].

Il existe les types de murs poids suivants :

a) Le mur en gabions

Des cages en grillage métallique soudé d'1 à 2 m³ sont posées les unes sur les autres et remplies de cailloux (comme des galets, par exemple) comme montré dans la figure I.4.



Figure I.4 : Mur en gabions.

b) L'énrochement (mur en maçonnerie)

Le mur est constitué de gros rochers formant un talus comme montré dans la figure I.5.



Figure I.5 : Mur en maçonnerie.

c) Le mur végétalisé ou a talus

Ce sont ici des sacs de sable et des demi-cercles en béton, dans lesquels peuvent être plantés des fleurs ou autres végétaux, qui constituent le mur comme montré dans la figure I.6.



Figure I.6 : Mur végétalisé.

d) Murs en béton armé ou murs cantilever

Ils sont très couramment employés. Ils sont caractérisés par une base élargie qui est encastrée dans la partie supérieure du sol de fondation afin de faire participer le remblai à soutenir dans sa stabilité.

Un voile en béton armé est encastré dans la semelle de fondation en béton armé. Cette dernière peut être équipée d'une bêche afin de garantir la stabilité du mur au glissement dans le cas où la résistance du sol et/ou l'emprise imposent que la largeur de la semelle soit faible.

Comme les murs poids, ils peuvent être également considérés comme rigide. Pour la pérennité de l'ouvrage, vous pouvez avoir recours à des contreforts extérieurs ou intérieurs, des tirants, des fondations sur pieux et une console. Ils sont généralement réalisés sur un sol ayant une assez bonne portance (moyen) dont les tassements sont faibles. Ils sont adaptés pour les ouvrages en déblai comme en remblai, sur les sites terrestres hors d'eau [3].



Figure I.7 : murs cantilever.

I.2.2 LES ECRANS DE SOUTÈNEMENT

A partir du XXe siècle, la nécessité toujours croissante de limiter l'emprise des fouilles favorisa l'émergence des écrans des soutènements. Par rapport aux murs poids pour lesquels le sol est uniquement une source de chargement, les écrans de soutènements se caractérisent par le fait que le sol est en même temps un appui de la structure et une source de chargement de cette dernière. Contrairement aux murs de soutènement, les écrans de soutènement sont des ouvrages relativement souples et minces travaillant en flexion, leur poids ayant un rôle négligeable dans la stabilité du système soutènement/sol. De tels ouvrages peuvent être auto-stables ou ancrés dans le massif et leur fonctionnement peut être gouverné par leur fiche encastrée mobilisant une certaine butée et/ou par d'éventuels tirants d'ancrage [4].

I.2.2.1 Parois composites

Ecran discontinu constitué d'éléments de fondations profondes (pieux, micropieux, barrettes), régulièrement espacés (structure rigide verticale) et d'éléments de blindage soutenant le massif de sol, en s'appuyant sur les éléments rigides verticaux. Le blindage étant mis au fur et à mesure de l'excavation par passes, cette technique implique l'absence d'eau et une tenue minimale des terres en phase provisoire [5].

a. Paroi berlinoise

Le principe de réalisation consiste à installer par forage ou battage des profilés métalliques verticaux, généralement en forme de H, fichés à la profondeur requise, et espacés de 4 à 6 m, et faire glisser entre eux des panneaux en bois, en acier ou en béton préfabriqué, au fur et à mesure qu'on descend dans l'excavation.

La stabilité du soutènement est assurée en phase provisoire par des butons ou des tirants sauf dans le cas de fouilles peu profondes où le soutènement peut être auto-stable.

La paroi berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, communément employé pour réaliser des fouilles en site urbain.



Figure I.8 : Paroi Berlinoise.

b. Paroi micro-berlinoise

La paroi micro-berlinoise est un type de soutènement, provisoire ou définitif, utilisée dans le cas de conditions d'accès difficiles nécessitant du matériel de petit gabarit. Elle est formée d'éléments offrant une résistance verticale réalisée au moyen de profilés métalliques ou de tubes pétroliers (rentrant dans un forage de 350mm maximum) et d'un blindage en planches bois ou en plaques d'acier ou béton projeté.

La micro-berlinoise est dans la majorité des cas complétée par des tirants d'ancrage sur un ou plusieurs niveaux ou butonnage selon la hauteur à soutenir [6].

c. Paroi parisienne

La paroi parisienne est plus ou moins l'équivalent d'un mur berlinois, sauf que la méthode employée pour le raidissement de l'ensemble de l'ouvrage n'est pas la même. En effet, on emploie des pieux forés ou tubés comme raidisseurs à la place des panneaux métalliques et on réalise le blindage des dalles de béton ou des planches de bois par paroi projetée [7].

d. Parois lutéciennes

Le principe de réalisation des parois lutéciennes est quasiment identique à celui de la paroi berlinoise. La différence réside dans la conception des raidisseurs verticaux réalisés ici à la tarière creuse. Les pieux devant reprendre de la flexion, ils sont forcément armés. La mise en place des armatures est effectuée soit sous leur propre poids, soit par vibration. Les terrassements sont exécutés ensuite par passes verticales et les efforts de poussée sont repris par des lits de tirants ou de butons. Un blindage en béton projeté armé assure le confinement des sols entre les pieux forés [8].

	Paroi berlinoise	Paroi micro-berlinoise	Paroi parisienne	Paroi lutétienne
Structure des poteaux	Profilés métalliques	Profilés métalliques	Pieux en béton armé préfabriqués	Pieux en béton armé coulés en place
Forage	\varnothing ou h \geq 600 mm	\varnothing ou h \leq 250 mm	\varnothing ou h \geq 600 mm	$\varnothing \geq$ 400 mm
Vibro-fonçage ou battage	Oui	Oui	Oui	Non
Parement	Béton projeté Béton coffré - Plaques préfabriquées en béton - Plaques métalliques - Planches en bois	Béton projeté Béton coffré - Plaques préfabriquées en béton - Plaques métalliques - Planches en bois	- Béton projeté Béton coffré Plaques préfabriquées en béton	Béton projeté Béton coffré
Éléments de stabilité	Auto-stables Tirants Butons	Auto-stables Tirants Butons	Auto-stables Tirants Butons	Auto-stables Tirants Butons
Domaine d'emploi	- Ouvrages provisoires Ouvrages définitifs - pour des hauteurs de poteaux > 15 m, prévoir des dispositions constructives spécifiques pour garantir la verticalité	Idem Berlinoise Petits ouvrages	Idem Berlinoise	Idem Berlinoise Mais possibilité de profondeurs plus importantes
Inconvénients	Mal adaptée aux fouilles de très grande profondeur	Réservée aux fouilles de faible profondeur	Mal adaptée aux fouilles de très grande profondeur	Pas d'inconvénient majeur

Tableau I.1 comparaison des différentes parois composites [9].

I.2.2.2 Parois moulées

Les parois moulées sont des ouvrages de fondations en béton armé, utilisées comme structure définitive pour la réalisation de nombreux ouvrages.

Ancrées dans une couche résistante étanche, elles permettent d'excaver en toute sécurité sous la nappe phréatique. Les parois moulées assurent simultanément trois fonctions : soutènement, portance et étanchéité.

La technique se prête à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variés. Elle permet de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions diverses jusqu'à des profondeurs très importantes

Une paroi moulée est un mur en béton armé creusé et coulé à même le sol. Pour l'exécution de la paroi, on creuse une tranchée par panneaux adjacents réalisée à la profondeur et avec l'épaisseur voulue. La tenue des parois de forage se fait grâce à un fluide de stabilisation à base de boues bentonitiques ou à base de boues polymères. Les panneaux sont équipés d'une cage d'armatures permettant la reprise des efforts. Le fluide de stabilisation est ensuite traité pour permettre un bétonnage de qualité. Le bétonnage se déroule au tube plongeur [10].



Figure I.9 : Paroi moulée.

Mise en œuvre de paroi moulée

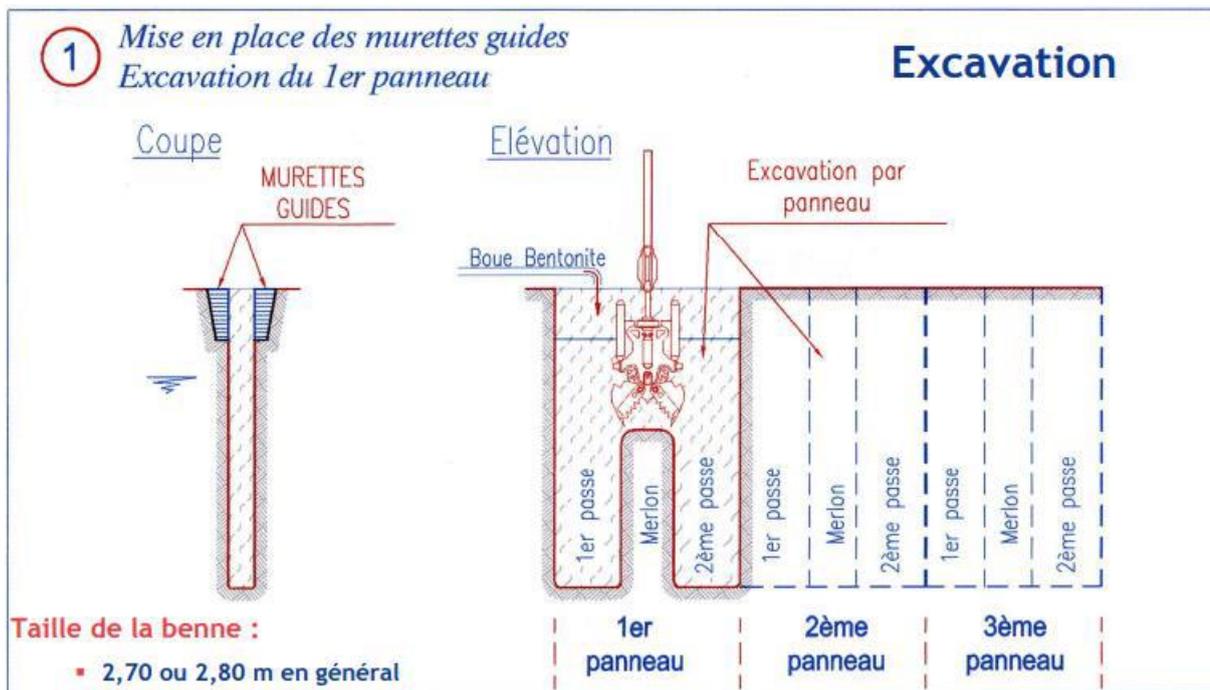


Figure I.10 : Mise en place des murettes guides, Excavation du 1^{er} panneau [11].

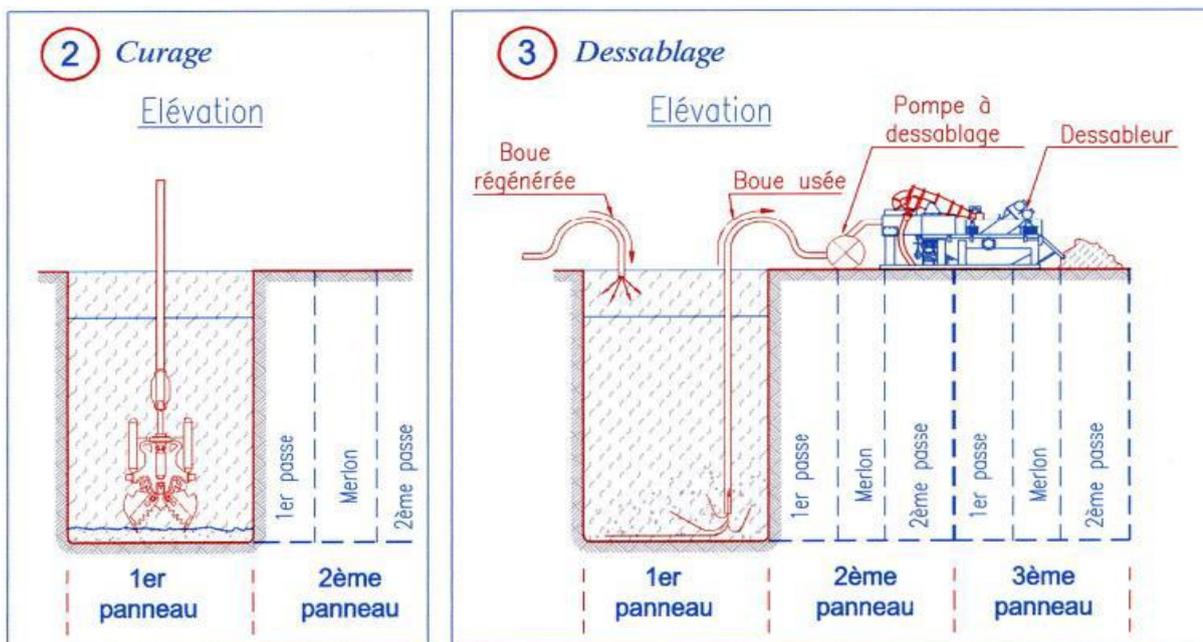


Figure I.11: Curage et Dessablage

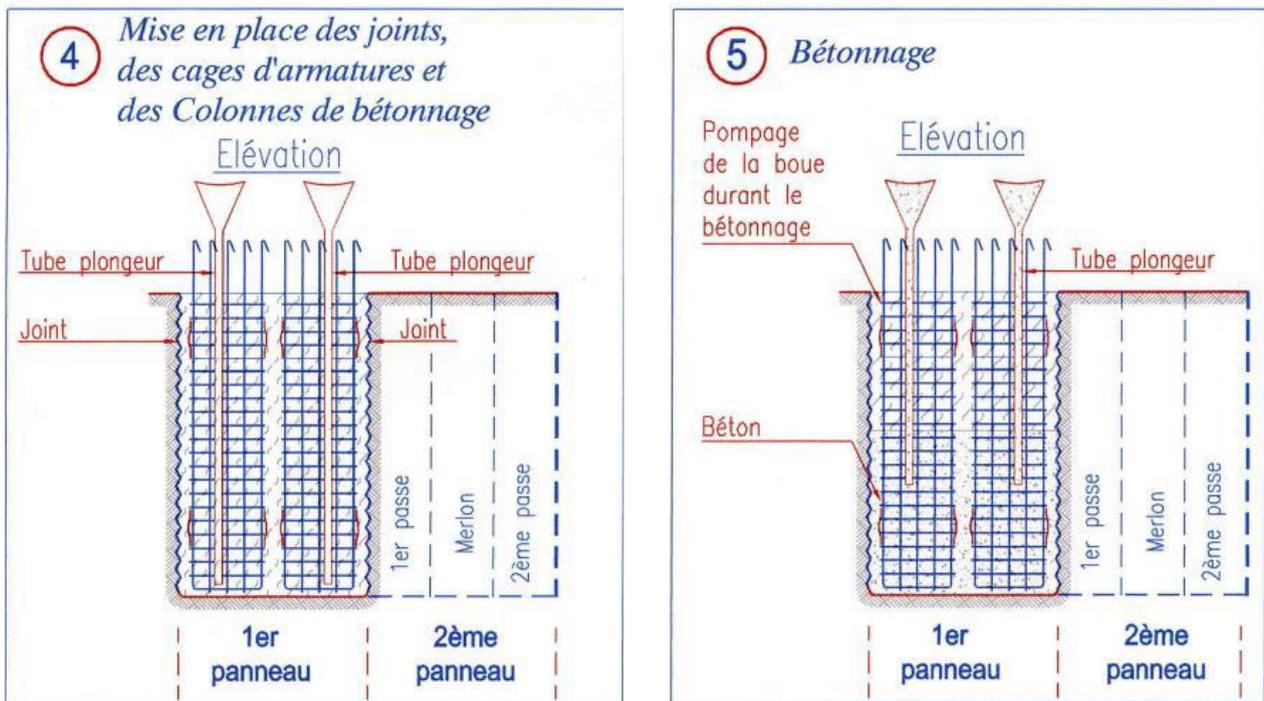


Figure I.12: Mise en place des joints, des cages d'armatures et des colonnes de bétonnage et bétonnage

I.2.2.3. Rideaux en palplanches métalliques

Les palplanches sont des profilés métalliques mise en œuvre dans le sol à l'aide d'un mouton de battage, d'un marteau trépider, d'un vibrofonneur. La réalisation de cette technique est conditionnée par là l'absence d'horizons géologiques indurés épais.

L'installation provisoire d'un guide en tête permet de garantir l'alignement des palplanches lors de leur fichage dans le sol. Elles sont reliées entre elles grâce aux serrures latérales qui contribuent principalement à l'étanchéité de ce type d'écran.

Ces soutènements peuvent être provisoires ou définitifs, autostable ou avec appuis (butons, tirants...). Dans ce dernier cas, la mise en place d'un lierne métallique permet le transfert des efforts du rideau vers l'appui [12].

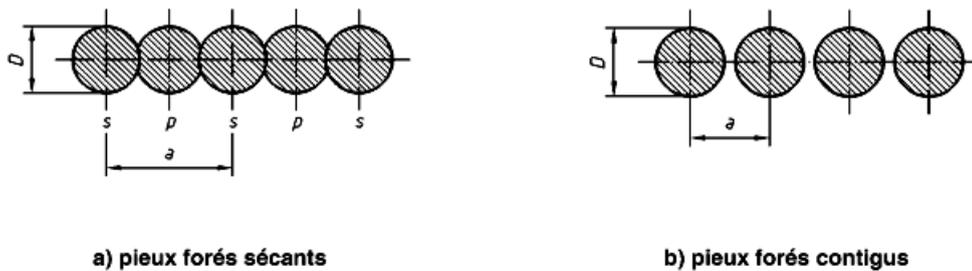




Figure I.13 : Rideaux en palplanches métalliques.

I.2.2.4 Les parois de pieux sécants

La paroi de pieux sécants est un rideau de pieux qui sert de fondation et d'élément de soutènement. Celles-ci sont sécantes, c'est-à-dire qu'elles se croisent pour former un écran continu en béton armé. Le diamètre des pieux des parois des pieux tangents est typiquement compris entre 0,50 et 1,50 m. Ces pieux ont une hauteur de soutènement d'environ 12 m. Le bouchon de paroi moulée peut atteindre des profondeurs allant jusqu'à 20 m. Cette valeur dépend cependant des propriétés du sol in situ ainsi que de l'existence ou non de tiges/entretoises d'ancrage. Ceux-ci sont nécessaires une fois qu'une hauteur d'excavation d'environ 4 m a été atteinte [13].



Légende

- p Primaire (ou élément intermédiaire)
- s Secondaire (ou élément principal)

Figure I.14 : Exemple et schéma d'une paroi en pieux forés.

Avantages d'une paroi en pieux sécants

- Adapté à tous types de géométries.
- Peut être inclus à la structure porteuse de l'ouvrage définitif.
- Peut être réalisé à proximité d'un existant.
- Peu de nuisances.

- Peut être réalisé en présence de nappe.
- Adapté à tous types de sols.
- Etanchéité.



Figure I.15 : Paroi de pieux sécants

Type de soutènement	Avantages	Inconvénients
Rideau de palplanches métalliques	<ul style="list-style-type: none"> - La continuité du rideau facilite la gestion de la nappe - Peut servir de soutènement définitif (habillage possible pour l'aspect visuel) - Peut avoir un rôle porteur 	<ul style="list-style-type: none"> - Effet barrage potentiel sur la nappe - Impossibilité de mise en œuvre dans les terrains contenant des blocs ou des bancs durs - Mise en œuvre impliquant des nuisances importantes
Paroi composite	<ul style="list-style-type: none"> - Solution économique au regard des soutènements continus - Peut entrer dans la constitution d'ouvrages (paroi parisienne ou lutétienne) 	<ul style="list-style-type: none"> - Ne convient pas aux sols bouillants - Inadaptée en présence d'une nappe phréatique sur la hauteur libre
Paroi moulée et préfabriquée	<ul style="list-style-type: none"> - Technique adaptée à tous les terrains - Soutènement permanent intégré dans la structure - La continuité de la paroi facilite la gestion de la nappe (solution boîte étanche) - Grande inertie permettant de gérer les déplacements 	<ul style="list-style-type: none"> - Solution onéreuse - Nécessite une emprise importante - Effet barrage potentiel sur la nappe (la réalisation d'une paroi en jambe de pantalon limite cet impact)

Tableau I.2 : Avantage et inconvénients des différents type d'écran de soutènements.[14]

I.2.3 Les ouvrages en remblai ou sol renforcé

I.2.3.1 Terre armée

Imaginée par Henri Vidal, le premier mur en terre armée dans les années 60 et connaît des améliorations au fur des expériences sur le chantier. Cette technique de soutènement fait usage du sol pour soutenir le versant d'une pente. Il est dit « terre armée » car le mur de sol est fortifié par des armatures qui augmentera l'angle de frottement du remblai granulaire. La terre armée est constituée d'un sol granulaire de bonne compacité disposé en couches, d'un lit d'armatures qui servira à fortifier le sol, d'un parement en béton ou en pneus pouvant être végétalisé. Les armatures géosynthétiques constituent le ferrailage le plus courant dans ce type d'installation. Ils sont appréciés pour leur résistance qui est nettement supérieure à celle des armatures métalliques. Le mur de terre armée convient à la plupart des ouvrages du fait de sa bonne retenue des versants pentus tels que les arches d'un pont ou un talus.



Figure I.16 : mur en terre armée.



Figure I.17 : mur en terre armée.

Les Avantages de mur en terre armée

- la souplesse qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur les sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables,
- la grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques,
- la rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués,
- l'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés.
- les économies considérables.

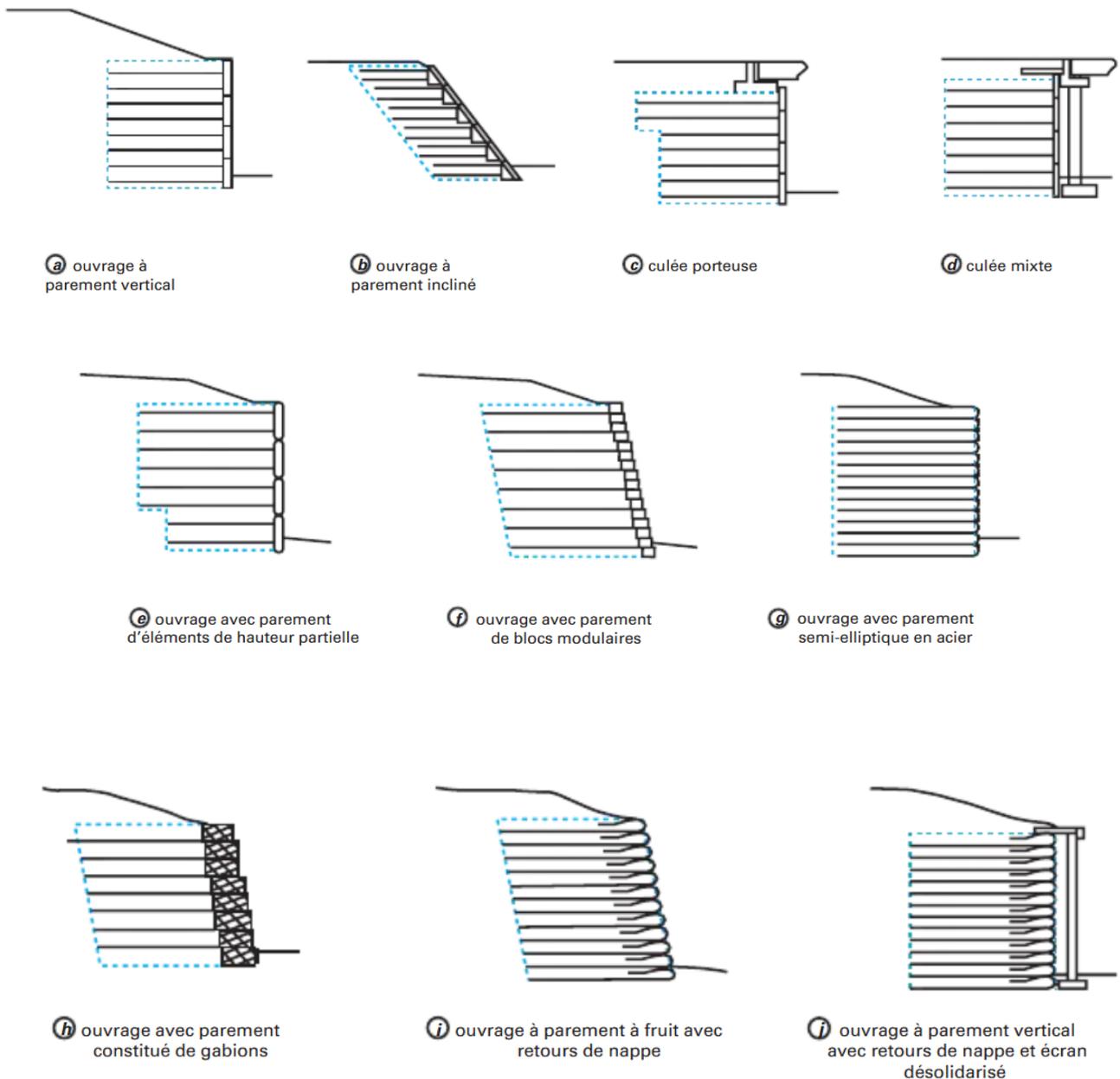


Figure I.18 : types des murs en terre armée

I.2.3.2 Les géosynthétiques

Sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc. Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable [12]. Ils se distinguent en trois familles principales : les géotextiles, les géomembranes et les géogrilles [15].



Figure I.19: les géotextiles



Figure I.20 : les géogrilles.



Figure I.21 : les géomembranes.

CHAPITRE II

PAROIS BERLINOISES

CHAPITRE II : PAROIS BERLINOISES

II.1 Introduction

Le nom Berlinoise viendrait du fait que la technique a été employée pour construire les stations et les lignes de métro de la ville de Berlin.

La paroi berlinoise est un écran de soutènement composé de profilés verticaux disjoints mis en œuvre avant le début de l'excavation et d'éléments de blindage, liaisonnés aux poteaux et destinés leur transmettre les efforts de poussée des terres. Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées. Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 8 m. La profondeur des poteaux peut toutefois descendre jusque 15 m. Les parois berlinoises sont des parois dont le seul rôle est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future ou pour assurer une fonction d'étanchéité. Elles sont donc généralement utilisées sur des chantiers sans présence d'eau.

Elles sont composées de micro pieux ou pieux armés de tubes ou de profilés métalliques.

Le parement peut-être en béton projeté, bois ou métallique. Elles sont provisoires ou définitives selon leur destination, le parement peut être renforcé par des ancrages pour éviter des mouvements au droit des ouvrages existants.

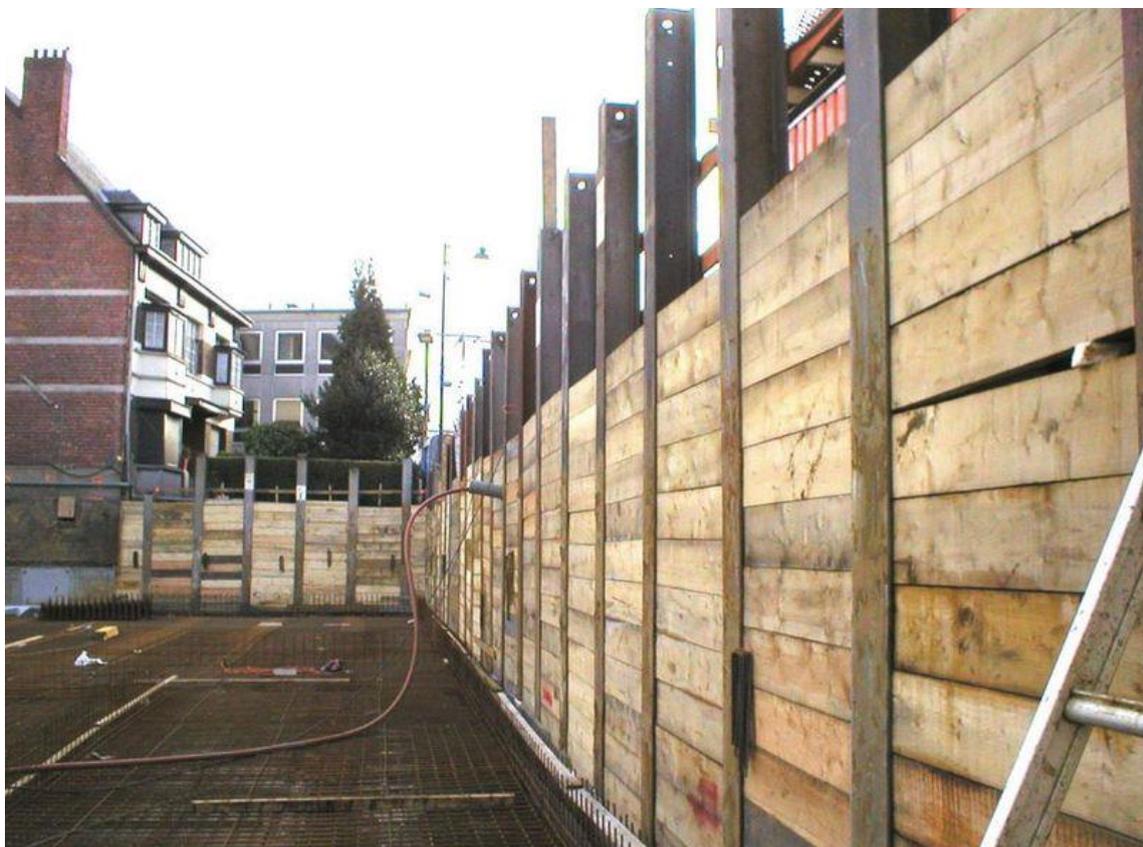


Figure II.1 : Paroi Berlinoise.

II.2. Champs d'application

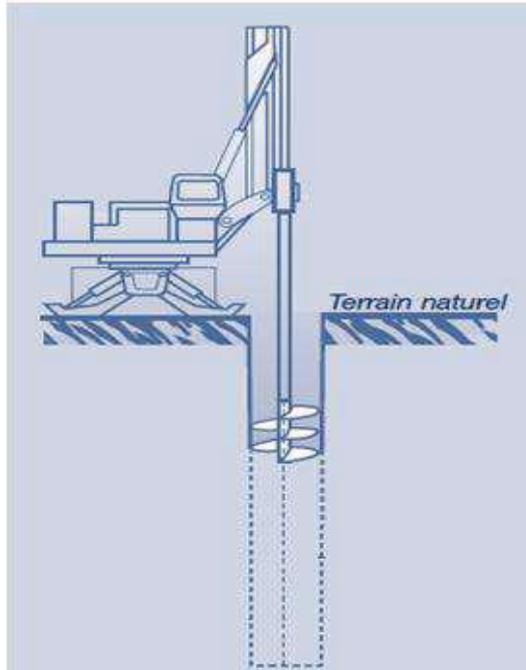
- Faire des fouilles avec des talus, à côté d'ouvrages existants ou de terrain privé.
- Il est le plus souvent utilisé en milieu urbain où la surface du chantier correspond souvent à la surface de l'ouvrage à réaliser.
- La paroi berlinoise est très utilisée pour des excavations temporaires et peu profondes.
- Ce principe ne peut cependant s'appliquer qu'en l'absence de nappe phréatique (ou avec peu d'eau) et dans un terrain ayant une certaine cohésion.
- On la trouve en milieu urbain, où la surface du chantier est restreinte à la surface de l'ouvrage à réaliser, mais aussi pour des chantiers de fouille ou pour la retenue de terre, dans le cas d'un glissement de terrain par exemple.
- La paroi berlinoise peut aussi être utilisée comme coffrage extérieur d'un mur de cave.
- La paroi berlinoise est généralement un ouvrage provisoire, mais peut devenir définitifs selon l'utilité. Ses avantages sont la rapidité et son faible coût [16].

II.3. La mise en œuvre d'une paroi Berlinoise

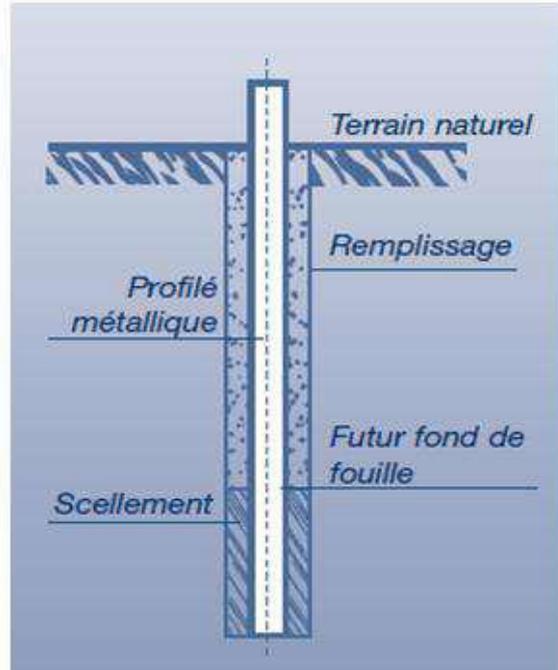
L'exécution d'une paroi berlinoise ne perturbe pratiquement pas le terrain en place. Elles se réalisent en plusieurs étapes :

- On commence par implanter la future construction et l'emplacement de la paroi.
- Ensuite, forage verticaux de grand diamètre pour la mise en place des profilés et leur scellement au béton.
- Le terrassement se fait par étapes d'un à plusieurs mètres selon le type de terrain.
- Puis on réalise le blindage, qui peut être constitué de bois, de béton projeté, ou de béton coulé sur place.
- Une stabilisation de la paroi peut être demandé au-delà de 3 mètres de profondeur, réaliser par des ancrages [17].

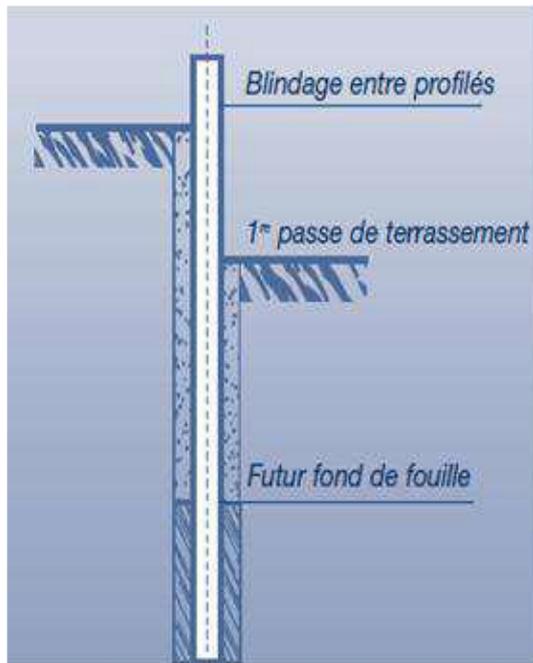
II.4. Réalisation d'une Paroi Berlinoise



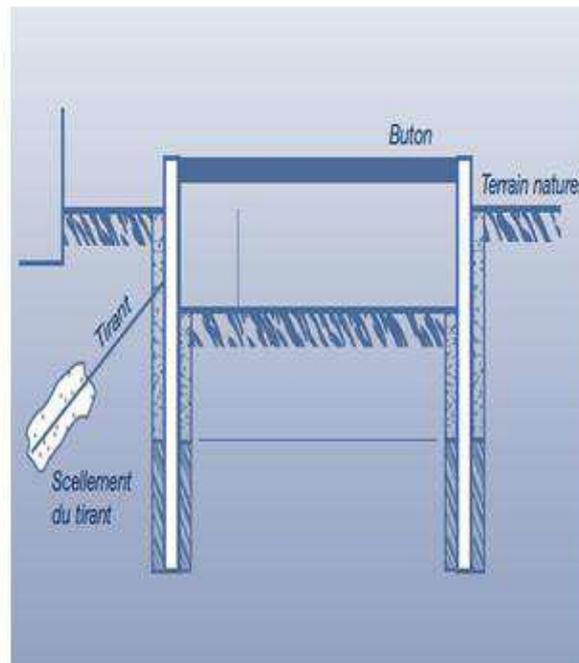
Phase 1 ; exécution Du forage profilé,



Phase 2 ; mise en place du
Du forage scellement et remplissage



Phases 3 et 4 terrassements et blindage



Phases 5

Par passes

Figure II.2 : les étapes Réalisation d'une Paroi Berlinoise.

II.5 Dimensions

Les dimensions caractéristiques des parois berlinoises sont les suivantes :

- L'espace entre les profilés verticaux varie de 1 à 2,1 m et peut aller jusqu'à 2,6 m dans des cas exceptionnels.
- La profondeur de l'excavation sans système de support horizontal complémentaire est généralement de 3 m maximum, tandis que celle d'une excavation avec support horizontal complémentaire est de 8 m maximum.
- Les dimensions des éléments de blindage dépendent des matériaux utilisés. Les planches en bois ont une épaisseur qui varie de 5 à 15 cm et une hauteur entre 13 et 18 cm. Les plaques en béton préfabriqué ont une épaisseur de 4 à 6 cm et une hauteur pouvant aller jusqu'à 1,1 m. La largeur des éléments de blindage doit être choisie de telle sorte que le chevauchement avec les profilés verticaux représente au moins 20 % de la largeur des ailes avec un minimum de 4 cm, compte tenu des tolérances au niveau du sol de surface [18].

II.6. Domaine d'application des parois Berlinoises

- Les parois berlinoises n'ont qu'une fonction de soutènement des terres, et non d'étanchéité à l'eau. Elles peuvent être appliquées dans les situations suivantes :
- La technique est souvent utilisée pour des excavations temporaires et peu profondes (3 à 8 m).
- La technique ne s'applique que lorsque le sol possède une certaine cohésion (éventuellement temporaire). Cette dernière doit assurer la stabilité de l'excavation verticale sur une hauteur minimale (0,2 à 1 m) et dans un court laps de temps afin de permettre la mise en place du blindage.
- La technique n'est pas applicable à proximité de fondations superficielles ou de constructions sensibles en raison des grandes déformations à prévoir avec ce type de soutènement. La distance minimale est généralement définie en considérant une pente de 45° jusqu'au niveau du fond de fouille (cf. figure 5). Cette règle ne s'applique que si le déplacement de la paroi à hauteur du niveau du fond de fouille est limité à 10 mm.
- La nappe phréatique doit se trouver au moins 0,5 m sous le niveau du fond de fouille. Pour un sol constitué de plusieurs couches de natures différentes (stratifié), les mesures nécessaires doivent être prises pour éviter la présence de nappes perchées.
- Les parois berlinoises dépourvues de supports horizontaux (tirants d'ancrage, étaçons, pieux de traction, ...) ne sont utilisées que si aucune exigence critique n'a été formulée par rapport au déplacement horizontal de la paroi.

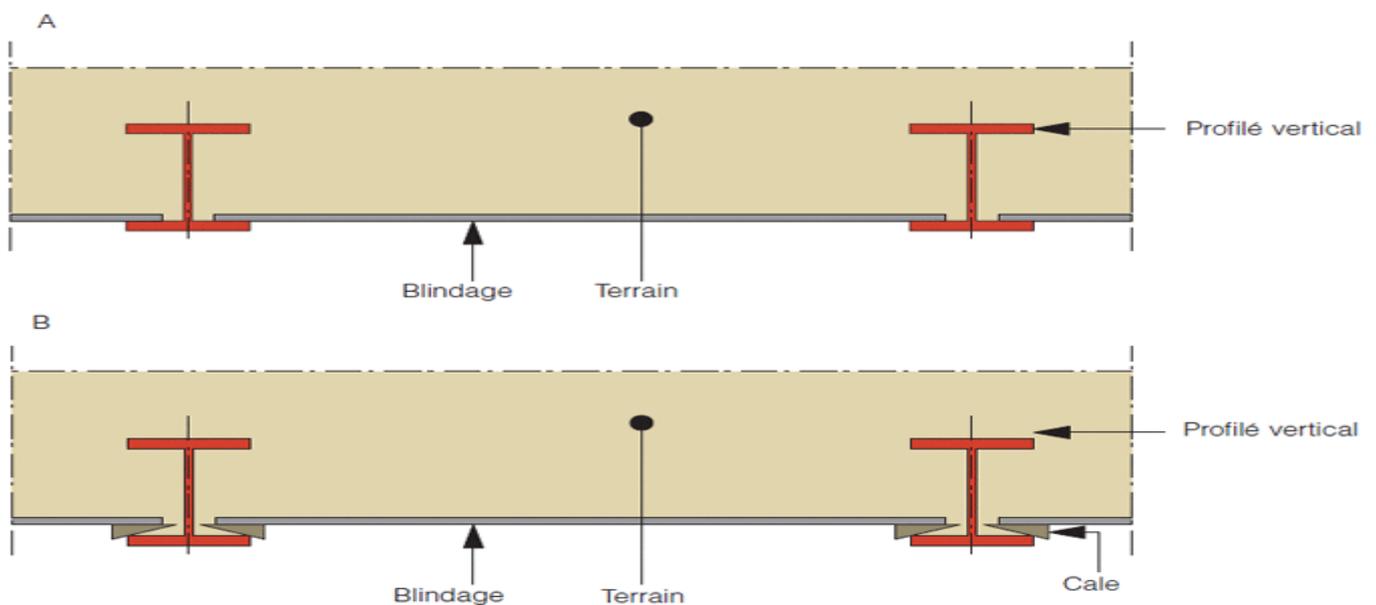
II.7. Spécifications

a) Lors du calcul

- Lors du calcul des pressions de terre active et passive, il convient de tenir compte du caractère discontinu de la paroi sous le niveau du fond de fouille.
- La stabilité structurelle des éléments de blindage est également contrôlée. On peut tenir compte de l'influence positive de l'effet de voûte dans le sol qui permet de transférer une partie des pressions de terre vers les profilés verticaux.

b) Lors de la mise en œuvre

- Si les profilés sont vibrofoncés ou battus dans un rayon de 20 m autour de bâtiments, installations ou conduites sensibles aux vibrations, le cahier des charges doit mentionner les mesures de vibrations éventuellement requises (NBN B 03-003).
- L'exécutant doit s'assurer du bon contact entre le système de blindage et le sol retenu. Si nécessaire, des cales peuvent être utilisées pour forcer ce contact (cf. figure 6). Les cavités éventuelles doivent être colmatées à l'aide de sable stabilisé ou de coulis de ciment.
- Les parois berlinoises sont typiquement des constructions de soutènement temporaires. Toutefois, il convient de tenir compte des conséquences à long terme de l'oubli d'un blindage en bois.
- Après récupération éventuelle des profilés et des éléments de blindage, il convient de combler les cavités. La récupération des profilés se fait par la mise en œuvre de vibrations à haute fréquence.
- Les forces de réaction des systèmes de support horizontaux (étançons, tirants d'ancrage, pieux de traction, ...) sont transmises aux profilés par le biais de poutres de répartition de profilé à profilé, ou via une plaque d'ancrage placée sur deux profilés proches ou sur un double profilé.
- La fonction de soutènement de la paroi berlinoise doit être la plus brève possible [18].



- **Figure II.3** : Vue en plan des parois berlinoises constituées d'éléments de blindage mise en place en cours d'excavation : (A) sans cale et (B) avec cale.

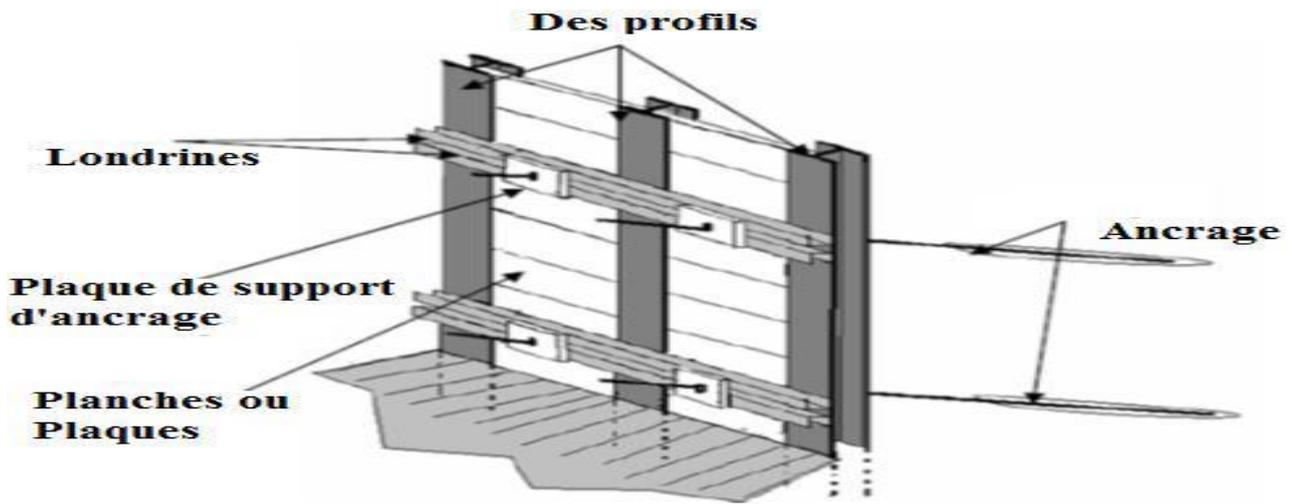


Figure II.4 : Exemple et schéma d'une paroi Berlinoise.

II.8. Le béton projeté

Il existe deux techniques principales de projection : par voie sèche et par voie humide. Dans les deux cas, on projette le béton contre la surface à bétonner à l'aide d'un jet d'air sous pression. Dans le procédé par voie sèche, l'eau est ajoutée en bout de lance alors que dans le procédé par voie humide, elle est mélangée en totalité lors de la fabrication du béton.



Figure II.5 : projection de béton projeté.

II.9. Les tirants d'ancrage

II.9.1 Généralités

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de sol résistant en prenant appui sur la structure à ancrer.

Très souvent on utilise des tirants d'ancrage pour limiter la déformation d'un écran de soutènement après excavation. Dans ce cas, les tirants d'ancrage sont exécutés au fur et à mesure de l'excavation de l'écran, puis sont mis en tension avant la poursuite des terrassements.

Un tirant d'ancrage est par conséquent toujours considéré avec soin, car il participe à la stabilité des ouvrages.

Un tirant se compose généralement :

- d'une tête d'ancrage qui transmet les forces de traction de l'armature à la structure à ancrer par l'intermédiaire d'un système d'appui,
- d'une partie libre qui est la longueur d'armature comprise entre la tête d'ancrage et le début du scellement,
- d'une partie scellée qui est la longueur d'armature sur laquelle la force de traction est transmise au terrain environnant par l'intermédiaire d'un coulis de scellement.

Un tirant est dit provisoire si sa durée d'utilisation est limitée, généralement aux phases de construction de l'ouvrage. Un tirant permanent est un tirant d'ancrage scellé de durée supérieure à 2 ans ou, plus généralement, un élément sollicité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage.

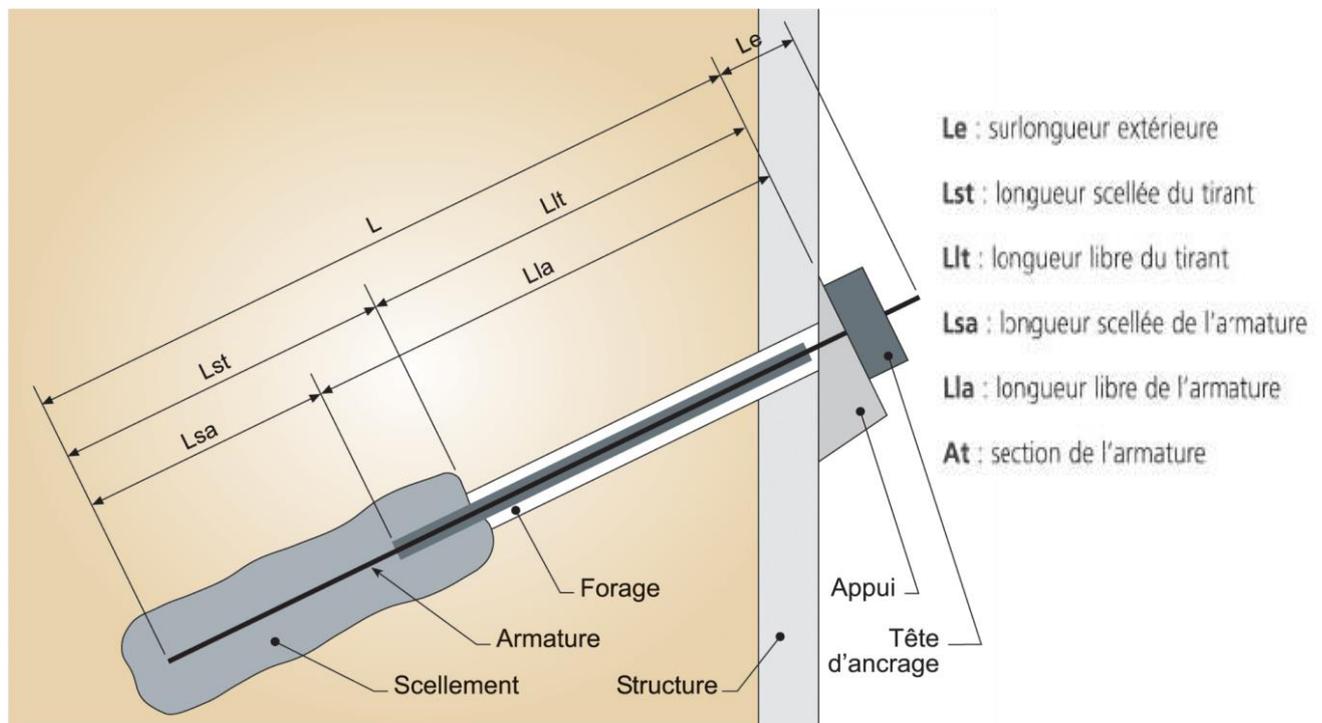


Figure II.6 : schéma d'un tirant d'ancrage.

Il existe deux familles de tirants, le tirant actif ou passif :

- **Passif:** Ce type de tirant n'a généralement pas de partie libre. L'armature est le plus souvent une barre en acier, voire en matériau composite. Il n'est généralement pas précontraint et n'est sollicité que lorsque l'ouvrage se déforme.
- **Actif:** Ce type de tirant présente toujours une partie libre et une partie scellée. L'armature la plus courante est un faisceau de câbles en acier. Ce faisceau de câbles est mis en tension (précontrainte) avant sa mise en service. Cette précontrainte permet de limiter les déformations de l'ouvrage.

Chaque tirant est équipé d'une protection anti corrosion afin que le dispositif et son usage ne soient pas altérés. Celle-ci est définie selon deux critères principaux qui sont la durée de vie du tirant et l'agressivité du milieu.

II.9.2 La mise en œuvre d'un tirant

Se déroule en plusieurs phases :

- Réalisation d'un forage entre 100 et 200 mm de diamètre (cas courants) au moyen d'un outillage et d'un fluide de perforation adaptés au terrain. Toutes les inclinaisons sont envisageables.
- Après nettoyage du forage, substitution du fluide de perforation par un coulis de ciment fortement dosé.
- Mise en place du tirant dans le forage. L'introduction dans le forage se fait avec une grue, un dérouleur hydraulique, voire à bras d'homme.
- Après prise du coulis de scellement, la longueur scellée doit être injectée. Cette injection est réalisée sous pression avec un coulis de ciment. Divers systèmes et méthodologies sont appliqués en fonction des terrains et de la capacité d'ancrage souhaitée. Le procédé le plus courant est celui utilisant le Tube à manchettes. Les recommandations Françaises TA2020 distinguent deux grandes méthodes :
- Soit une seule passe d'injection depuis la tête du tube à manchettes, appelée IGU (Injection Globale Unitaire)
- Soit plusieurs phases d'injection, par passes successives, appelée aussi IRS (Injection Répétitive et Sélective)
- Suivant le type de terrain et le produit de scellement utilisé, un délai de 2 à 5 jours est observé entre la dernière phase d'injection et la mise en tension du tirant.
- La protection de la tête du tirant est réalisée après validation de la mise en tension.
 - Contrôle des propriétés et de la composition du coulis de ciment,
 - Suivi continu de toutes les étapes de réalisation, depuis le forage jusqu'à la mise en service du tirant

– Sur n'importe quel ouvrage, la phase de mise en tension de chaque tirant actif est soumise à validation d'un de nos Bureau d'Etudes avant mise en service.



Figure II.7 : Les tirants d'ancrage en cours d'exécution [19].

CHAPITRE III

LES METHODES DE CALCUL DES ECRANS

CHAPITRE III : LES METHODES DE CALCUL DES ECRANS :

III.1 Introduction

Les modèles de calcul cités par exemple par l'Eurocode 7-1 (2004) sont les modèles analytiques, semi-empiriques ou numériques. S'il n'existe pas de modèle de calcul fiable pour un état limite particulier, on peut aussi se servir d'essais de chargement ou de la méthode observationnelle. Le choix de la méthode reste alors assez libre.

Les écrans de soutènement sont sollicités par des pressions des terres en amont (poussée) et en aval (butée). Il existe dans la littérature plusieurs méthodes de calcul de poussée et de butée.

III.2. Rappels sur les pressions latérales de la terre

L'analyse de la pression latérale des terres est d'un aspect très important en mécanique des sols. Les applications sont très diverses et s'étendent du dimensionnement des ouvrages de soutènement jusqu'à l'étude de la stabilité des pentes et des talus. Les hypothèses généralement admises sont un état de déformation plane et un comportement rigide-parfaitement plastique car l'écoulement par cisaillement se produit à contrainte constante.

III.3. Catégories de pression latérale de la terre

Il y a trois catégories de pression latérale de la terre et chacune dépend du mouvement éprouvé par le mur vertical sur lequel la pression agit. Les trois catégories sont:

- Etat de repos du sol.
- Etat de poussée du sol (Pression active de la terre).
- Etat de butée du sol (Pression passive de la terre).

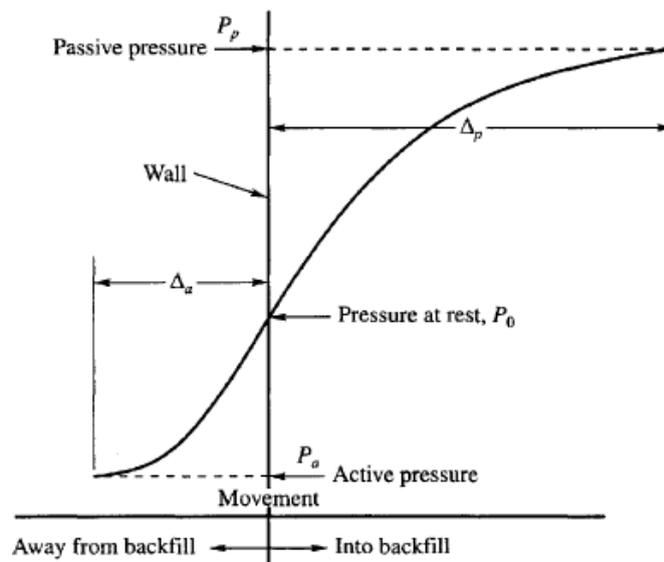


Figure III.1 : Développement des pressions actives et passives de la terre.

Etat de repos

Avant de subir des déplacements le sol se trouve dans un état initial qui dépend de son histoire géologique. On nomme cet état : **poussée des terres au repos** (sans déplacement). Pour le définir, on relie la contrainte effective horizontale à la contrainte effective verticale par le coefficient des terres au repos k_0 .

$$\sigma_{h0}' = k_0 \sigma_{v0}' \quad [\text{III.1}]$$

Où σ_{h0}' est la contrainte effective horizontale, σ_{v0}' est la contrainte effective verticale et k_0 le coefficient des terres au repos.

La valeur de k_0 , est délicate à mesurer, peut être obtenue à l'appareil triaxial au laboratoire et au pressiomètre sur le chantier. La détermination de cette valeur est très importante pour l'analyse de stabilité et la conception des différents ouvrages. On peut estimer k_0 par des formules théoriques. Si le sol a un comportement élastique linéaire.

$$k_0 = \nu / (1 - \nu) \quad [\text{III.2}]$$

ν : Coefficient de Poisson.

Pour les sols pulvérulents et les sols fins normalement consolidés on peut utiliser la formule simplifiée de Jacky :

$$k_0 = 1 - \sin \varphi' \quad [\text{III.3}]$$

Où φ' est l'angle de frottement effectif du sol. S'il existe un talus de pente β , la valeur de k_0 , avec la même définition sera :

$$k_{0\beta} = k_0 (1 + \sin \beta) \quad [\text{III.4}]$$

Par rapport aux sols normalement consolidés la valeur de k_0 augmente pour les sols sur consolidés, d'autant plus que le coefficient de sur consolidation R_0 est important. On pourra utiliser la relation suivante (pour un sol moyennement sur consolidé) :

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') R_{oc}^{1/2} \quad [\text{III.5}]$$

Où R_{oc} est le rapport de sur consolidation égale à : $(\sigma_p' / \sigma_{v0}')$ avec σ_p' est la contrainte de reconsolidation.

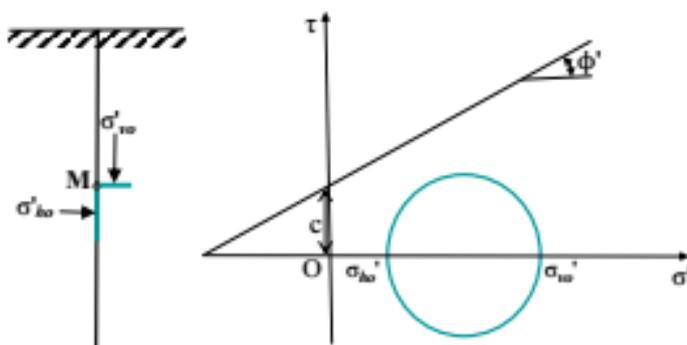


Figure III.2 : Etat initial du sol au repos (terre horizontale, $\beta = 0$).

Les contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran :

Calcul des contraintes horizontales dues au poids des terres on a :

$$\sigma_{a\gamma h} = \gamma \cdot h \cdot K_{a\gamma h} \quad [\text{III.6}]$$

$$\sigma_{p\gamma h} = \gamma \cdot h \cdot K_{p\gamma h} \quad [\text{III.7}]$$

Calcul des contraintes horizontales dues à la surcharge :

$$\sigma_{aqh} = q \cdot K_{aqh} \quad [\text{III.8}]$$

Calcul des contraintes horizontales dues à la Cohésion:

$$\sigma_{ach} = c \cdot K_{ach} \quad [\text{III.9}]$$

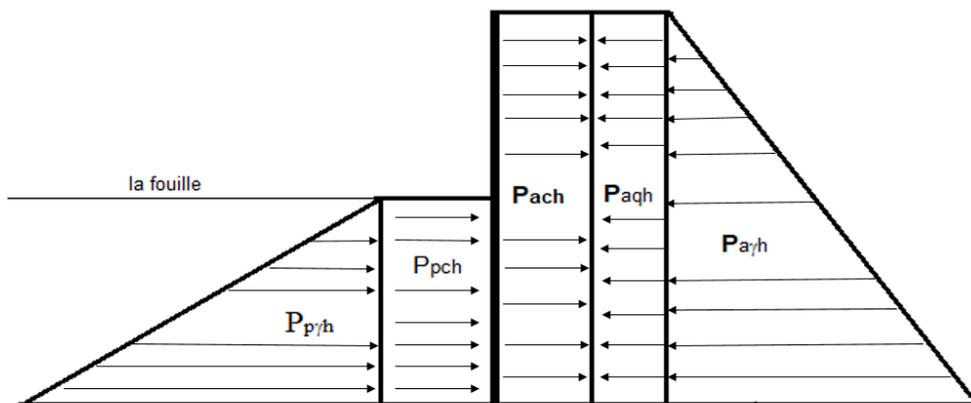


Figure III.3 : Les contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran

À l'arrière de l'écran se développent des poussées, et l'on a Au point A (pour $z=0$)
Déterminons d'abord des contraintes horizontales totales s'exerçant sur l'écran:

À l'arrière de l'écran se développent des poussées, et l'on a Au point A (pour $z=0$)

$$\sigma_a = 0 + q \cdot K_{aqh} - cK_{ach}$$

Ci $C \gg \rightarrow \sigma_{ah} < 0$ on obtient des contraintes négatives de traction

En posant : $\sigma_{ah} = 0$ pour trouver la hauteur critique z_c

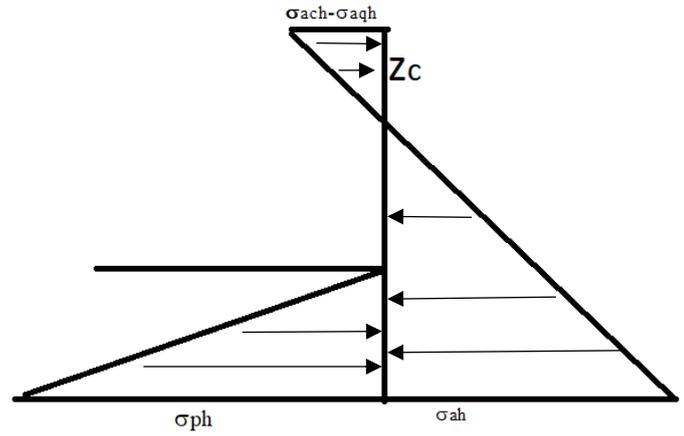
$$\text{On a: } \sigma_{az} = z_c \cdot \gamma \cdot K_{\gamma h} + q \cdot K_{aqh} - cK_{ach} = 0$$

Au niveau de fond de foie $z_c = \frac{cK_{ach} - q.K_{aqh}}{\gamma.K_{a\gamma h}}$

$$\sigma_{ah} = \gamma.h.K_{a\gamma h} + q.K_{aqh} - cK_{ach}$$

A l'avant du rideau se développent des contraintes de butée et l'on a, en prenant le coefficient de sécurité F_s sur la butée:

$$\sigma_p = \frac{(K_{p\gamma} \cdot \gamma \cdot f + cK_{ach})}{F_s}$$



Cherchons le point de contraintes résiduelle nulle dans l'écran, en appelons a la coté du point cherché par rapport au fond de fouille, on a:

$$\sigma_{ah} = \sigma_{ph}$$

$$\gamma \cdot (h + a) \cdot K_{a\gamma} + q \cdot K_{aq} - cK_{ac} = \gamma \cdot a \cdot K'_{pa} + c \cdot K'_{pc}$$

$$a = \frac{\gamma \cdot h \cdot K_{a\gamma} + q \cdot K_{aq} - c(K_{ac} + K'_{pc})}{K'_{pa} - K_{a\gamma}}$$

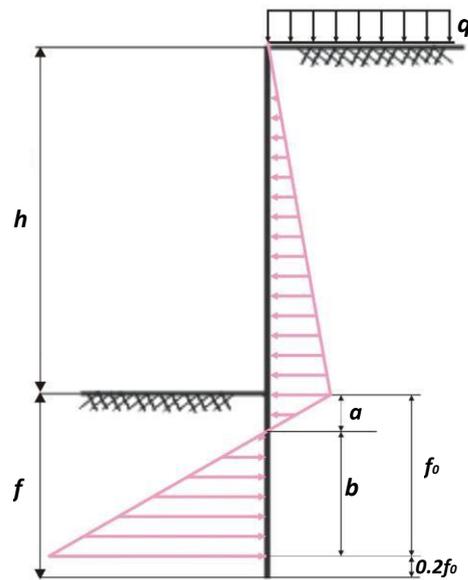


Figure III.4 : Superposition des contraintes horizontales s'exerçant sur l'écran [20].

III.4. Considérations générales

Le fonctionnement d'un écran dépend principalement de la rigidité relative écran/sol, des conditions de son ancrage dans le sol, ainsi que de la nature du sol et des conditions hydrauliques.

Considérons un écran rigide, illustré à la figure III.5, en supposant qu'il est soumis à une force F horizontale croissante. Si l'écran est sans ancrage, il effectue une rotation dont le centre se trouve sous le fond de la fouille. Le sol coté aval (coté fouille) et amont (coté terre) mobilise respectivement une butée au-dessus du centre de rotation, et une contre-butée en dessous, afin d'équilibrer le moment produit par la force F .

Si l'écran est ancré en tête, la rotation se manifeste par rapport à la tête du rideau, et seule la butée est mobilisée coté aval.

En cas d'un écran flexible ancré en tête soumis à une force F croissante, pour des faibles valeurs de F , le sol a un comportement pseudo-élastique (cas a) (figure III.6) et le pied de l'écran est au repos. Lorsque F atteint une valeur F_2 , le pied de l'écran ne se déplace pas, mais le diagramme de pressions se réduit en une butée et une contre-butée (cas b). En atteignant une valeur F_3 , le pied se déplace vers l'amont et la contre-butée atteint une valeur limite et le moment d'encastrement en pied devient maximum (cas c). L'encastrement dans le sol est dit complet.

Lorsque la force augmente encore, la butée côté fouille augmente et la contre-butée côté terre diminue. En atteignant une valeur F_4 , la contre-butée s'annule et la butée atteint une valeur limite. Le sol le long de l'écran est en état d'équilibre limite et l'écran est dit simplement buté en pied (cas d). Le diagramme de pressions est le même que celui de l'écran rigide ancré.

En pratique, la fiche D de l'écran dans le sol est souvent bornée par celle de l'encastrement complet (cas c) et celle de la butée simple (cas d) [13].

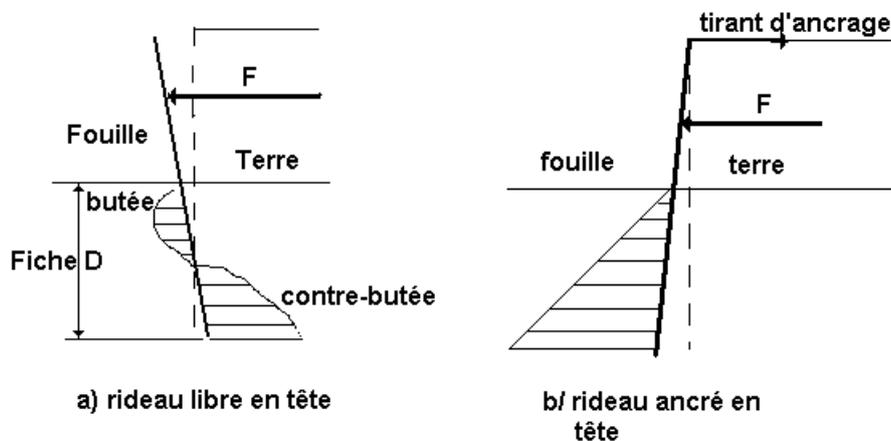


Figure III.5 : Fonctionnement d'un rideau rigide

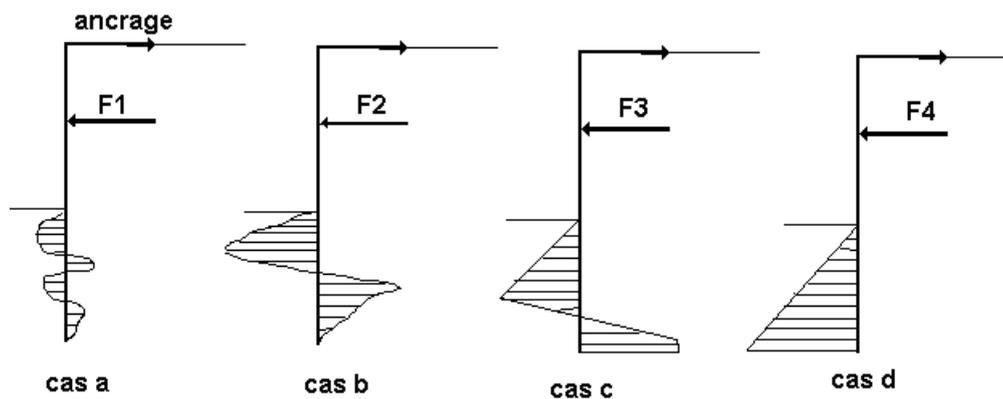


Figure III.6 : Fonctionnement d'un rideau flexible

III.5. Les méthodes classiques de calcul de poussée et de butée :

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients, en particulier du coefficient de pression de poussée K_a et du coefficient de butée K_p . Le comportement du sol est défini par deux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol : le frottement et la cohésion du massif. Ces méthodes de calcul pratiquement indispensables pour le prédimensionnement des ouvrages de soutènement, sont simples et rapides et fournissent des résultats assez satisfaisants.

a. Théorie de Coulomb :

La méthode de Coulomb permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considérations de l'état de contraintes exerçant dans le sol derrière le mur [21].

Elle repose sur les hypothèses suivantes :

- Sol semi-infini, homogène, isotrope.
- Condition de déformation plane, (le mur est rigide -la surface de rupture est plane).
- Courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB.
- Massif à surface libre plane.
- La cohésion n'est pas prise en compte.
- L'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu (δ est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur).

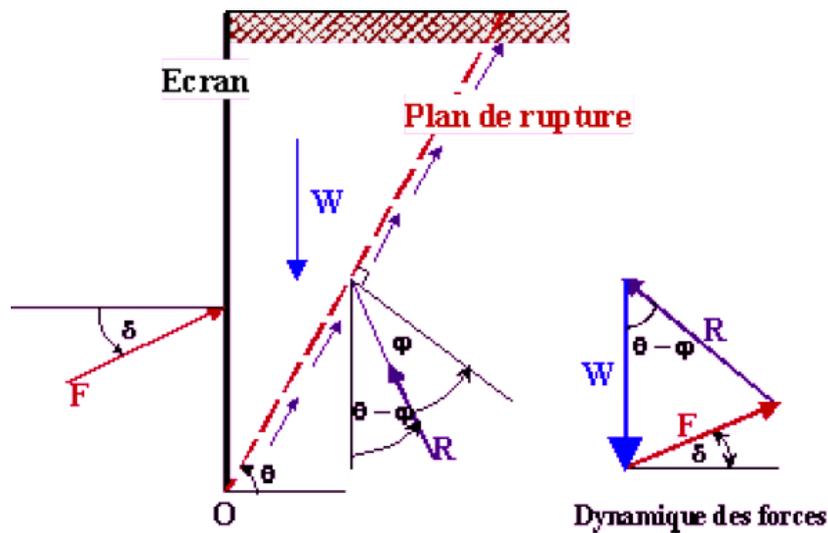


Figure III.7 : Méthode de Coulomb (surface libre et plan)

- On suppose que la surface de rupture potentielle est un plan (coin de Coulomb) passant par le pied de l'écran et faisant un angle φ avec l'horizontale. Fig. III.7).

- Le coin de Coulomb se comporte de façon rigide plastique (sol sans cohésion), ce qui n'est pas le cas généralement surtout si l'écran est de grande hauteur. [21]

Au début du glissement, le coin du sol était sous l'équilibre des forces suivantes :

W : poids propre du massif de sol.

R : résultante de la réaction sur le plan de glissement incliné de l'angle φ sur la normale au plan de rupture.

F = -Pa : résultante de la réaction de la poussée sur le mur est inclinée de φ sur la normale à l'écran.

En se basant sur les mêmes hypothèses simplificatrices considérées par la méthode de Coulomb, Poncelet a généralisé cette méthode à un écran incliné de λ et à un sol surmonté d'un talus d'angle λ illustrée par la figure (III.8).

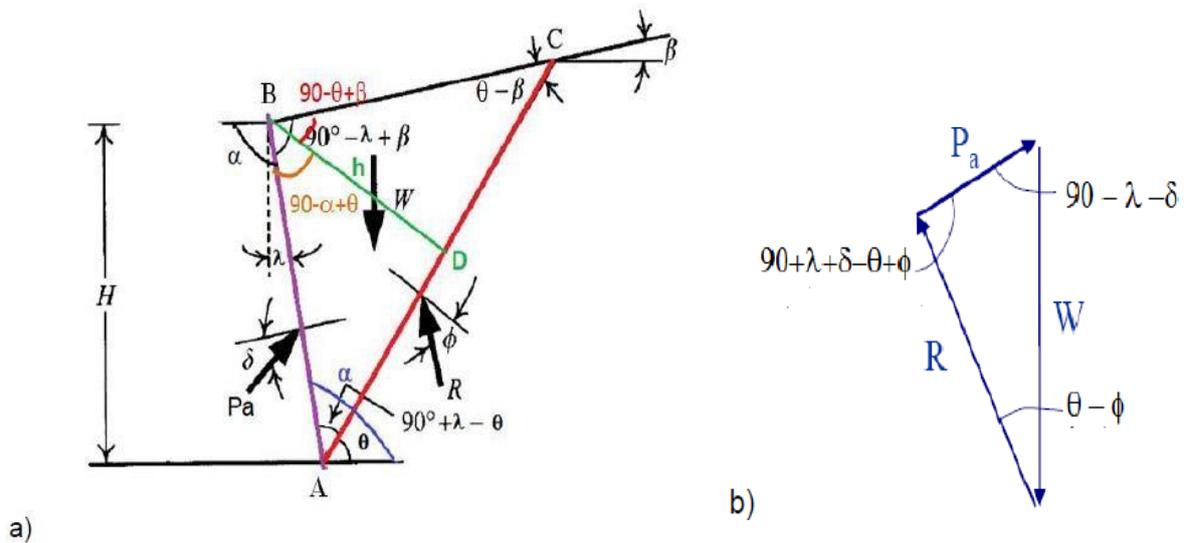


Figure III.8: Equilibre d'un coin quelconque.

Connaissant le poids propre W et les directions d'action des forces, on dresse le diagramme d'équilibre limite,

- Le principe consiste simplement à écrire l'équilibre des forces qui s'appliquent sur le coin desol (R , W et P_a) afin de calculer la valeur (θ) qui permet d'avoir P_a maximum.

En application de la méthode de Coulomb :

- Pour l'état active

La résultante des pressions des terres $P_a = 1/2 \cdot K_{ayh} \cdot \gamma \cdot H^2$ Avec :

$$k_{ayh} = \frac{\cos(\varphi + \lambda)^2}{\cos^2(\lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta_a) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_a) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

K_{ayh} : Coefficient des pressions des terres actives dues au poids des terres.

- Pour l'état passif :

La résultante des pressions des terres passives est le minimum de $P(\theta)$. Elle est

donnée par :

$$P_p = 1/2 \cdot K_{pyh} \cdot \gamma \cdot H^2$$

Avec :

$$k_{pyh} = \frac{\cos(\varphi - \lambda)^2}{\cos^2(\lambda) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta_p) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\lambda - \delta_p) \cos(\lambda + \beta)}} \right]^2}$$

K_{pyh} : Coefficient des pressions des terres passives dues au poids des terres.

- Dans le cas général d'un sol (c, ϕ) supportant une surcharge (q),

➤ La force de poussée active est donnée par :

$$P_a = 1/2 \cdot K_{aqh} \cdot \gamma \cdot H^2 + K_{aqh} \cdot q \cdot H - K_{ach} \cdot c \cdot H$$

Avec :

K_{aqh} : coefficients des pressions des terres actives due à la surcharge

K_{ach} : coefficients des pressions des terres actives due à la cohésion

➤ La force de poussée passive est donnée par :

$$P_p = 1/2 \cdot K_{pyh} \cdot \gamma \cdot H^2 + K_{pch} \cdot c \cdot H$$

Avec :

K_{pc} : coefficients des pressions des terres passive due à la cohésion.

Remarques :

- La méthode de Coulomb, qui suppose des plans de rupture, n'est pas applicable dans le cas de la butée pour laquelle les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans.

- La méthode de Coulomb donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée de sol sans cohésion, spécialement si δ, λ et β sont positifs. Par contre elle n'indique pas la répartition des contraintes le long de l'écran. La méthode de Coulomb ne permet donc pas de déterminer le point d'application de la force P_a [21].

b. La poussée de terres - méthode de Mazindrani (Rankine)

La poussée de terres (pression active) est calculée grâce à la formule ci-dessous [22]:

$$\sigma_a = \sigma_z K_a = \gamma z K'_a \cos \beta$$

où : σ_z - contrainte géostatique verticale

K_a - coefficient de pression active selon Rankine

β - inclinaison de la pente

γ - poids du sol

z - profondeur considérée

K'_a - coefficient de pression active selon Mazindrani

$$K'_a = \frac{1}{\cos^2 \varphi} \left[\frac{2 \cos^2 \beta + 2 \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cos \varphi \sin \varphi - \sqrt{4 \cos^2 \beta (\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi) + 4 \left(\frac{c}{\gamma z} \right)^2 \cos^2 \varphi + 8 \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cos^2 \beta \sin \varphi \cos \varphi}}{2 \cos^2 \beta + 2 \left(\frac{c}{\gamma z} \right) \cos \varphi \sin \varphi} \right] - 1$$

où : β - inclinaison de la surface du terrain
 φ - angle de frottement interne du sol
 c - cohésion du sol

Si on considère un sol de cohésion nulle ($c = 0$) et le terrain plan à l'arrière de la structure ($\beta = 0$), nous obtenons la solution selon Rankine, où la poussée des terres est calculée au moyen de la formule suivante

$$\sigma_a = \sigma_z K_a$$

Et le coefficient de pression des terres actives devient :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

où : φ - angle de frottement interne

Les composantes horizontale et verticale de la poussée des terres sont calculées à l'aide des formules suivantes:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cos (\alpha + \delta)$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a \sin (\alpha + \delta)$$

où : σ_a - poussée de terres
 δ - angle de frottement entre le sol et la structure
 α - angle d'inclinaison de la face arrière par rapport à la verticale

c. Théorie Caquot – Kérisel

La poussée des terres est calculée à l'aide de la formule suivante: [23]

$$\sigma_a = \sigma_z K_a - 2c_{ef} K_{ac}$$

où: σ_z - contrainte géostatique verticale

c_{ef} - cohésion du sol (valeur effective)

K_a - coefficient de pression active du sol

K_{ac} - coefficient de pression active du sol due à la force de cohésion

$$K_a = \rho K_a^{Coulomb}$$

où: K_a - coefficient de pression active du sol selon Caquot

$K_a^{Coulomb}$ - coefficient de pression active du sol selon Coulomb

ρ - coefficient de conversion - voir ci-dessous

$$\rho = [(1 - 0.9\lambda^2 - 0.1\lambda^4) (1 - 0.3\lambda^3)]^{-n}$$

$$\lambda = \frac{\Delta + \beta - \Gamma}{4\varphi - 2\pi(\Delta + \beta - \Gamma)}$$

$$\Delta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{|\cot \delta| - \sqrt{\cot^2 \delta - \cot^2 \varphi}}{1 + \csc \varphi} \right)$$

$$\Gamma = \sin^{-1} \left(\frac{\sin \beta}{\sin \varphi} \right)$$

où: β - inclinaison du terrain derrière la structure

φ - angle de frottement interne du sol

δ - angle de frottement entre le sol et la construction

Le coefficient de pression active du sol (coefficient de poussée) K_{ac} est exprimé par la formule suivante:

pour:

$$\alpha < \frac{\pi}{4}$$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta + \alpha)}$$

$$K_{ahc} = \frac{\cos \varphi \cos \beta \cos (\delta - \alpha) (1 + \tan (-\alpha) \tan \beta)}{1 + \sin (\varphi + \delta - \alpha - \beta)}$$

pour:

$$\alpha \geq \frac{\pi}{4}$$

$$K_{ac} = \sqrt{K_a}$$

où: φ - angle de frottement interne du sol

δ - angle de frottement entre le sol et la construction

β - inclinaison de la surface du terrain

α - inclinaison de la face arrière de la structure par rapport à la verticale

Les composantes horizontale et verticale de la poussée de terres sont calculées au moyen des formules mentionnées ci-dessous:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cos (\alpha + \delta)$$

$$\sigma_{az} = \sigma_a \sin (\alpha + \delta)$$

où: σ_a - poussée de terres

δ - angle de frottement entre le sol et la construction

α - inclinaison de la face arrière de la structure par rapport à la verticale

d. Théorie de Boussinesq

La théorie de Rankine ne permet pas de prendre en compte le frottement qui existe entre le sol et le mur.

Ainsi, par exemple dans le cas d'un massif à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, ce qui suppose que le mur est parfaitement lisse.

BOUSSINESQ (1882) a amélioré la théorie de RANKINE en prenant en compte **l'interaction réelle** entre le sol et l'écran, c'est-à-dire en choisissant la valeur de l'angle de frottement δ sol-écran. Les contraintes appliquées sur le mur de soutènement sont donc inclinées d'un angle δ par rapport à la normale à l'écran.

Dans cet équilibre, BOUSSINESQ considère une première zone où on a l'équilibre de RANKINE se raccordant à une seconde zone où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran.

Si BOUSSINESQ avait bien posé le problème, il n'a été résolu qu'en 1948 par CAQUOT et KERISEL. [24]

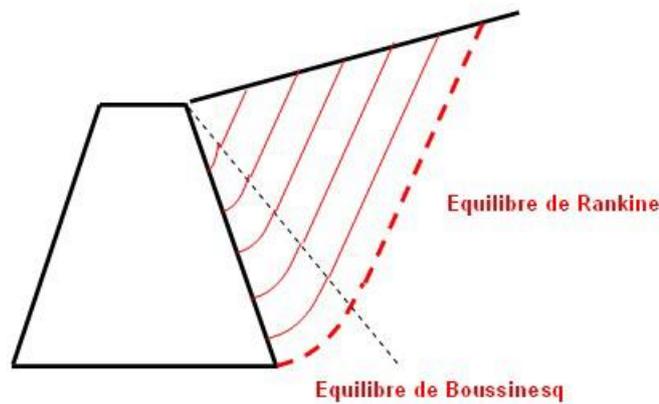


Figure III.9. Equilibre de Boussinesq et de Rankine

Les résultats sont fournis dans les **tables de Caquot, Kérisel et Absi** qui donnent les coefficients de poussée et de butée du sol (pesant) purement frottant : K_a et K_p

III.6. Méthodes de calcul des écrans de soutènements

Il existe plusieurs méthodes de calcul et de dimensionnement des écrans de soutènements :

- Méthodes classiques de calcul à la rupture.
- Méthodes numériques (modélisation numérique et méthode au coefficient de réaction).

Dans notre travail nous avons utilisé la méthode de calcul a la rupture.

Méthode de Blum

Blum analyse l'effet de l'allongement de la fiche sur la répartition de la pression des terres, du moment et du déplacement de l'écran. Il observe que :

- Les ouvrages courts sont simplement butés dans le sol ;
- L'allongement de la fiche entraîne l'apparition d'un moment dit d'encastrement, et la fiche est alors encastree dans le sol.

Il remarque qu'un très grand allongement de la fiche ne produit pas d'augmentation significative de l'encastrement et estime que la longueur optimale d'encastrement est celle pour laquelle la tangente à la déformée en pied passe par le point d'ancrage. La Figure 3.4 résume ces observations

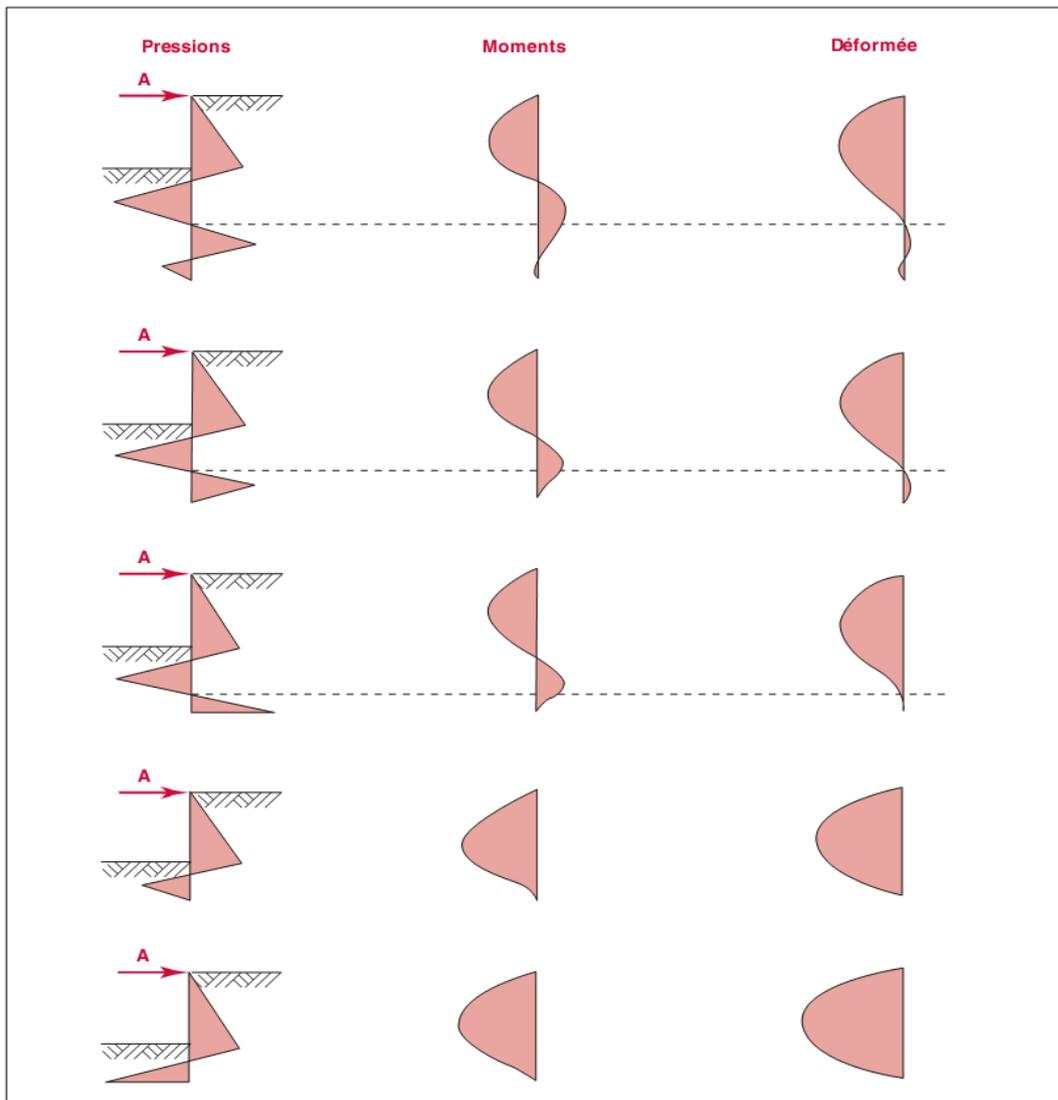


Figure III.10 : Influence de la longueur de la fiche sur le moment et les déplacements dans l'écran de soutènement d'après Blum (1931), cité par Delattre [21].

Blum propose ensuite afin de simplifier le calcul de représenter les efforts de contrebutée par une force localisée passant par le centre de rotation comme représenté dans la Figure III.11.

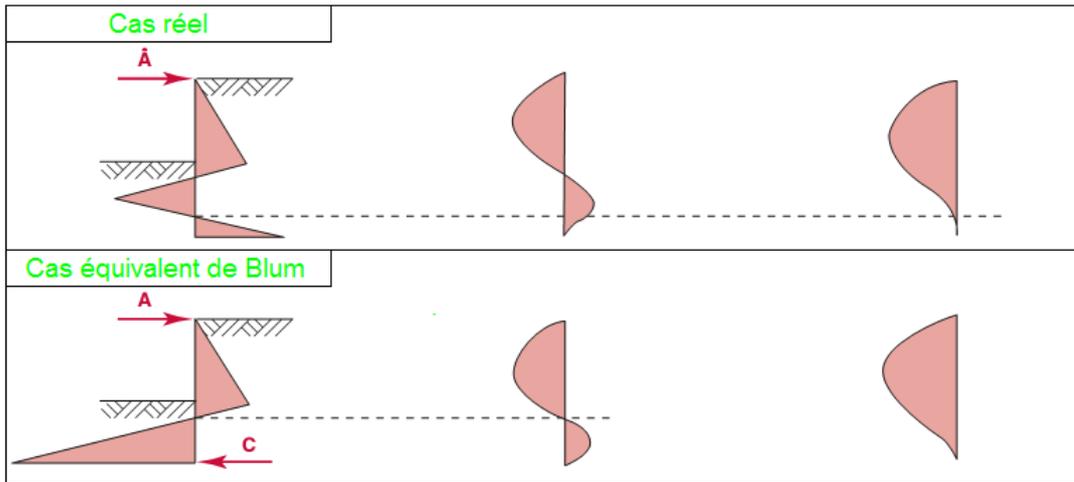


Figure III.11: Distribution idéalisée de la pression des terres, d'après Delattre [21].

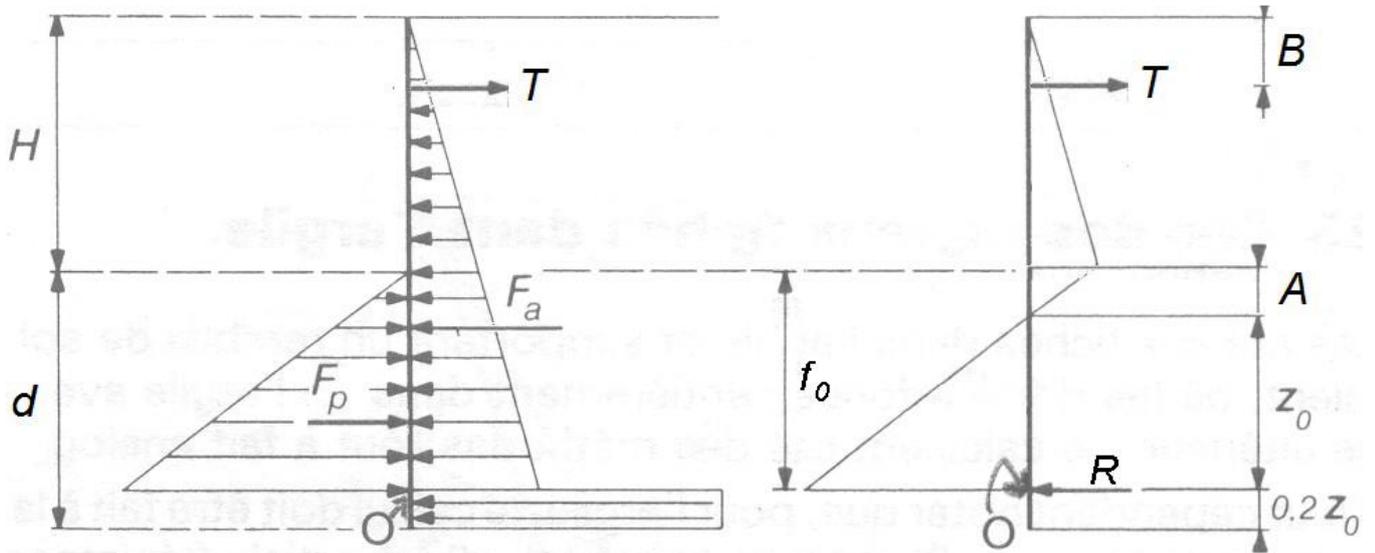
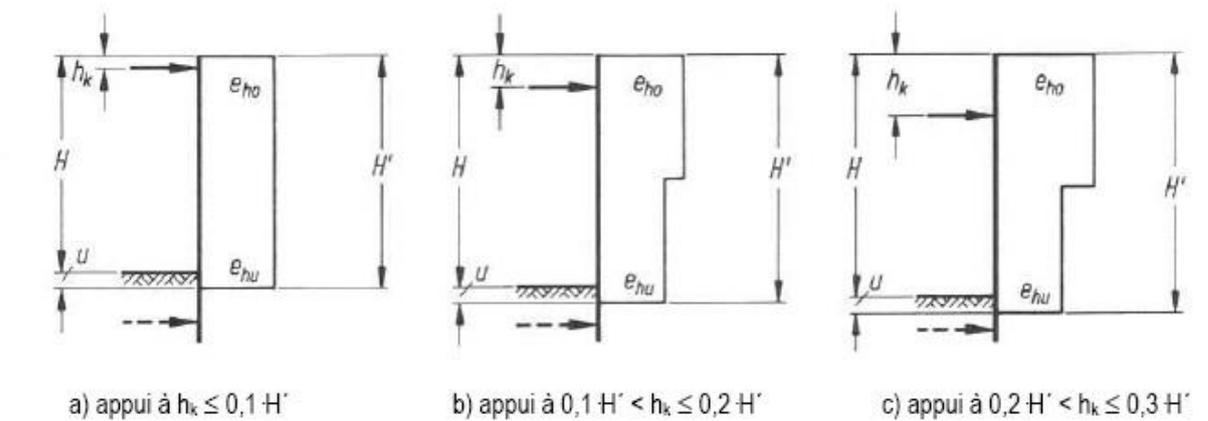


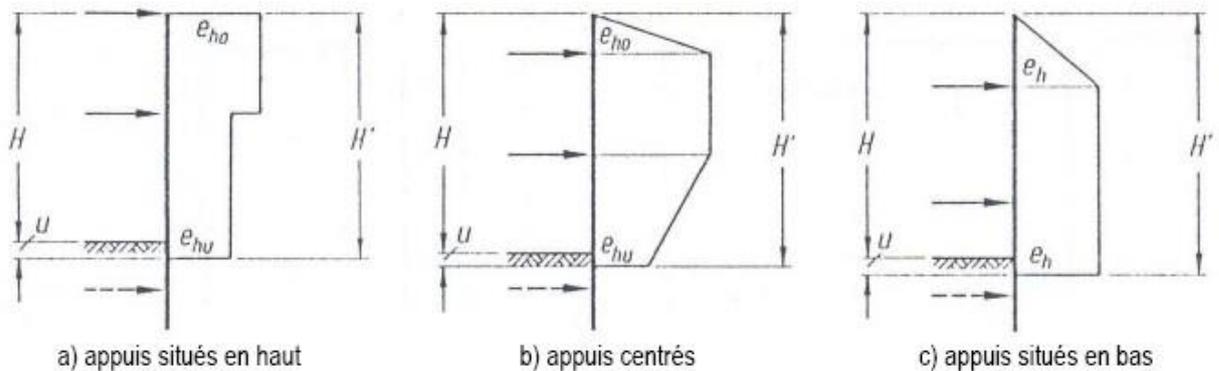
Figure III.12: Modélisation de Blum, adapté de Schlosser.

Cette approximation est compensée par une majoration de la fiche f_0 qu'il fixe à 20% (Figure III.12).

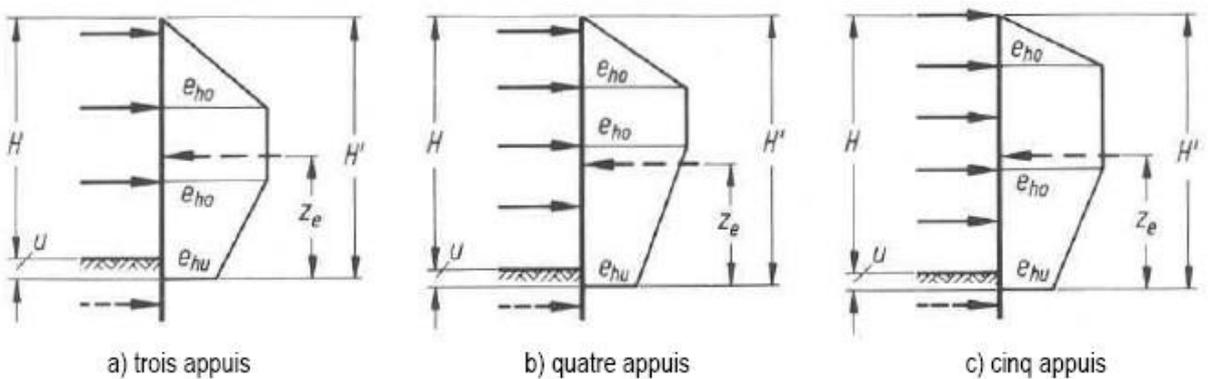
III.7. Distributions approchées de poussée sur les écrans de soutènement



EB 70-1 : 1 appui (distribution pour b) $e_{ho} : e_{hu} \geq 1,2$ et pour c) $e_{ho} : e_{hu} \geq 1,5$)



EB 70-2 : 2 appuis (distribution pour a) $e_{ho} : e_{hu} \geq 1,5$ et pour c) $e_{ho} : e_{hu} \geq 2,0$)



EB 70-3 : 3 appuis ou plus (distribution $e_{ho} : e_{hu} \geq 2,0$)

Figure III.13 : distributions approchées de poussée sur les écrans de soutènement en fonction de nombre et position des ancrages pour les parois moulées et les palplanches métalliques.

III.8. Justification de la stabilité du fond de fouille

III.8.1 - Stabilité géotechnique (renard solide) – ELU GEO

La stabilité géotechnique du fond de l'excavation autour de l'écran doit être assurée au cours des différentes phases de construction et éventuellement de son utilisation. Elle est à vérifier uniquement dans les configurations suivantes :

- les sols sous la base de l'écran présentent des propriétés mécaniques à court terme médiocres ;
- les sols présents cote butée sont le siège d'un écoulement ascendant significatif.

Pour la vérification de la capacité portante du sol sous l'écran, on a recours aux méthodes du calcul des fondations superficielles et profondes.

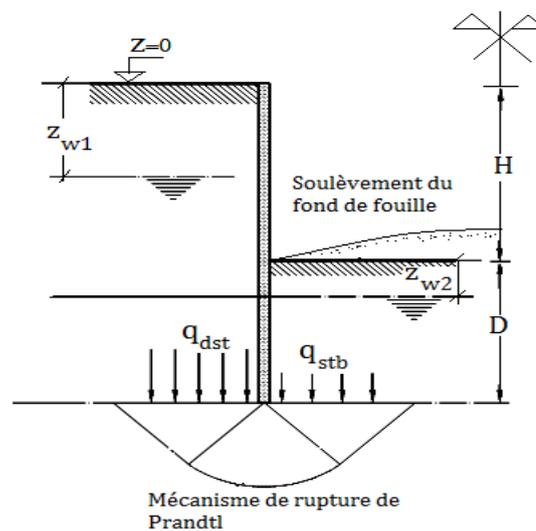


Figure III.14 : Exemple de mobilisation de la capacité portante sous un écran portant une structure (NF P94-282). [13]

Précisions sur la justification du renard solide

La justification du renard solide relève de la norme NF P94-282 selon l'approche 3 de L'eurocode 7.

L'application des vérifications nécessite les commentaires suivants :

- En conditions non drainées, les valeurs de la cohésion non drainée doivent être estimées de façon suffisamment précise. En particulier, dans un terrain homogène, la cohésion non drainée croît avec la profondeur ;

- Il est recommandé d'utiliser les formules simplifiées de la norme NF P94-282 et ses amendements selon l'approche 3, avec les coefficients de modèles spécifiés ci-après. [25]

- Les formules données par la norme traduisent des mécanismes de rupture de Prandtl qui : on ne tient pas compte de la résistance au cisaillement mobilisable sur l'ensemble du massif (au-dessus de la base de l'écran) ; on s'applique à des excavations d'extension infinie.

L'application de ces formules peut s'avérer conservatrice, il convient alors de recourir à des modèles plus élaborés¹, en particulier dans le cas d'excavations d'extension limitée.

Dans tous les cas, il convient d'appliquer l'approche de calcul 3 (facteurs partiels présentés dans la norme écran et ses amendements).

NOTE : Ce faisant, le niveau de sécurité global obtenu doit être de l'ordre de 1,5.

La mise en œuvre de l'approche 3 conduit à la vérification suivante :

$$q_{dst;d} \leq q_{stb;d}$$

Avec:

$q_{dst;d} = \sigma v1$ (en conditions non drainées) ou $\sigma'v1$ (en conditions drainées)

NOTE : Selon l'approche 3, $\sigma v1$ ou $\sigma'v1$ sont calculées en pondérant par 1,0 les actions permanentes et par 1,3 les actions variables (l'ensemble des actions étant considérées comme géotechniques).

Calcul de $q_{stb;d}$ en conditions non drainées :

$$q_{stb;d} = \sigma_{v2} + (\pi + 2) c_{u;d}$$

Où

$$c_{u;d} = \frac{c_{u;k}}{\gamma_{cu} \gamma_{R;d}}$$

Avec : $\gamma_{cu}=1,4$ et $\gamma_{R;d}=1,1$ (coefficients partiels de sécurité pour la cohésion et de résistance respectivement).

NOTE : Selon l'approche 3, σ_{v2} est calculé en considérant uniquement les actions permanentes qui sont pondérées par 1,0.

Calcul de $q_{stb;d}$ en conditions drainées

$$q_{stb;d} = N_q(\varphi'_d) \sigma'_{v2} + \frac{N_q(\varphi'_d) - 1}{\tan(\varphi'_d)} c'_d$$

$$c'_d = \frac{c'_k}{\gamma_{c'} \gamma_{R;d}} \quad \text{et} \quad \tan(\varphi'_d) = \frac{\tan(\varphi'_k)}{\gamma_{\varphi'} \gamma_{R;d}}$$

Où : N_q : facteur de portance fonction de φ

Avec : $\gamma_{c'}=1,25$, $\gamma_{\varphi'}=1,25$ et $\gamma_{R;d}=1,0$

NOTE 1 : Selon l'approche 3, σ'_{v2} est calculé en considérant uniquement les actions permanentes qui sont pondérées par 1,0.

NOTE 2 : Ici, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d}=1,0$ tient compte du fait que l'abattement direct sur l'angle de frottement dans la formule simplifiée permet d'obtenir un niveau de sécurité global proche de ou supérieur à l'ordre de grandeur de 1,5 usuellement recherché.

NOTE 3 : Le calcul en contraintes effectives nécessite la prise en compte des écoulements éventuels.[26]

III.9. Etats limites de rupture pour les écrans de soutènement

Les états limites ultimes suivants, intégralement extraits de l'Eurocode 7, doivent être pris en compte lors du dimensionnement aussi bien d'un écran que d'un mur de soutènement :

1. Instabilité d'ensemble.
2. Rupture d'un élément de la structure tel qu'un mur ou un écran, un ancrage, un étai ou un buton, ou rupture de la liaison entre de tels éléments.
3. Rupture par rotation ou translation de l'écran ou de certaines de ses parties.
4. Rupture par défaut d'équilibre vertical.
5. Rupture combinée dans le terrain et dans les éléments de structure.
6. Rupture par soulèvement hydraulique et érosion régressive.
7. Mouvements de l'ouvrage de soutènement susceptibles de provoquer la ruine ou d'affecter l'aspect ou l'efficacité de l'utilisation de l'ouvrage, des ouvrages voisins ou des services qui en dépendent.
8. Fuites inacceptables à travers ou par-dessous le mur ou l'écran.
9. Transport inacceptable de particules de sol à travers ou par-dessous le mur ou l'écran.
10. Modifications inacceptables de l'écoulement de l'eau souterraine ». [13]

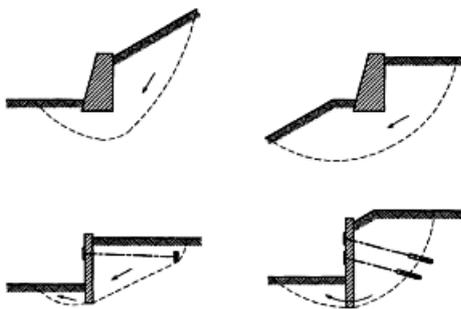


Figure III.15 : Schémas de quelques modes d'instabilité d'ensemble

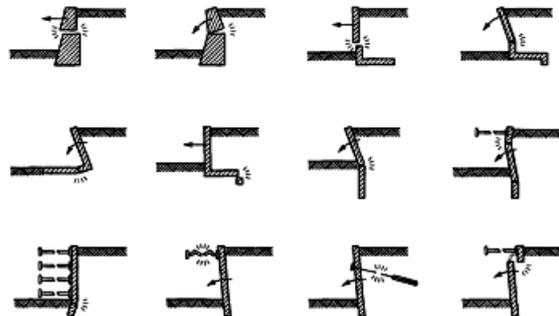


Figure III.16. Schémas de quelques modes de rupture des éléments de structure

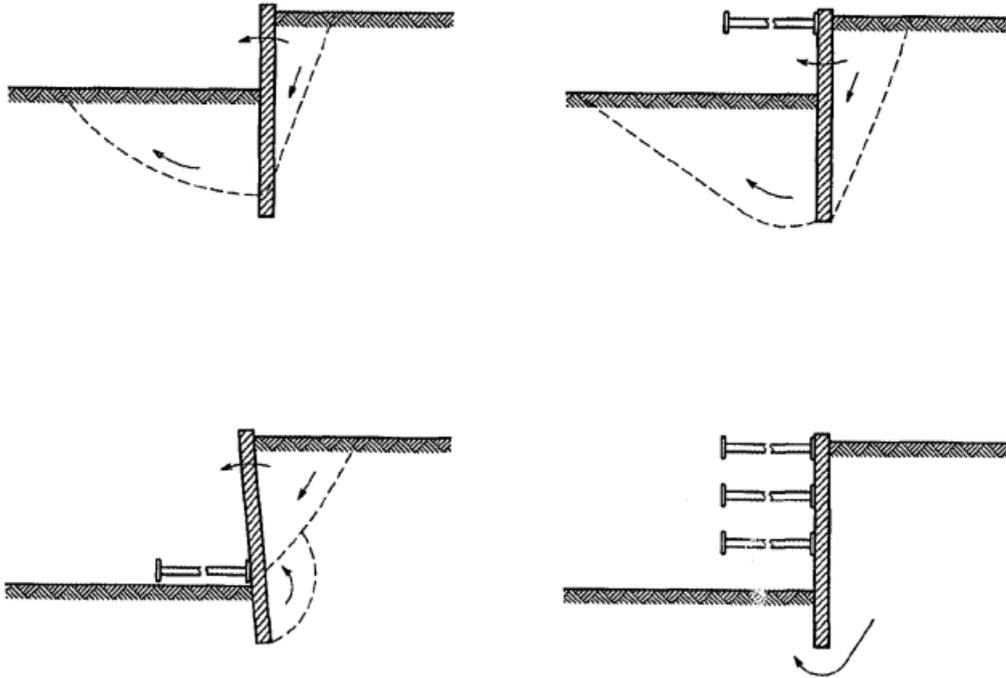


Figure III.17 : Schémas de modes de rupture par rotation d'un écran.

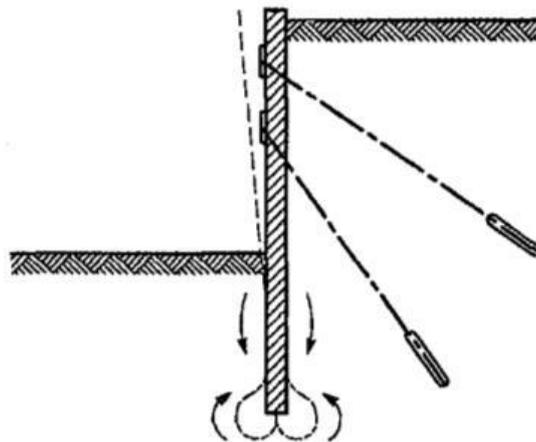


Figure III.18 : Exemple de mode de rupture verticale d'un écran.

III.10. Justification de la stabilité

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime.

Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement,).

Stabilité au poinçonnement

La vérification de la stabilité verticale des profilés de la paroi Berlinoise vis-à-vis des poinçonnements relève de l'étude des fondations profondes (pieux).

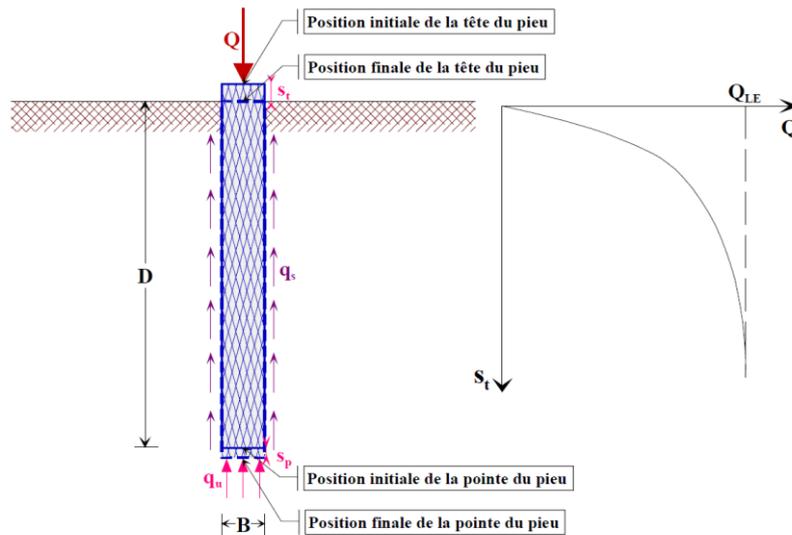


Figure III.19 : Courbe effort déplacement en tête.

Cette courbe donne la charge limite Q_{LE} ou Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la résistance de pointe q_u qui donne la charge limite de pointe $Q_{pu} = q_u \cdot A$ (A : section droite de la pointe du pieu) et le frottement latéral q_s qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral $Q_{su} = q_s \cdot \pi \cdot B \cdot D$ (Fig.III.20).

$$Q_{LE} = Q_{pu} + Q_{su}$$

Pour atteindre cette charge limite Q_{LE} , le pieu s'est déplacé en tête de s_t et en pointe de s_p ($s_t > s_p$)

Si on considère maintenant le chargement progressif du pieu de la charge 0 à la charge Q_{LE} on constate qu'on mobilise d'abord le frottement latéral puis l'effort de pointe. Sous une charge Q la tête du pieu se déplace de s_t et la pointe de s_p ($s_t > s_p$) et tout point du fût du pieu se déplace de s par rapport au sol. Toutes les mesures qui ont été faites sur chantier montrent qu'on mobilise beaucoup plus vite le frottement latéral q_s que la résistance de pointe q_u . On peut estimer en première approximation qu'il faut de l'ordre de 5mm pour atteindre le frottement latéral limite et de l'ordre de 5 cm pour atteindre la résistance de pointe limite. [26]

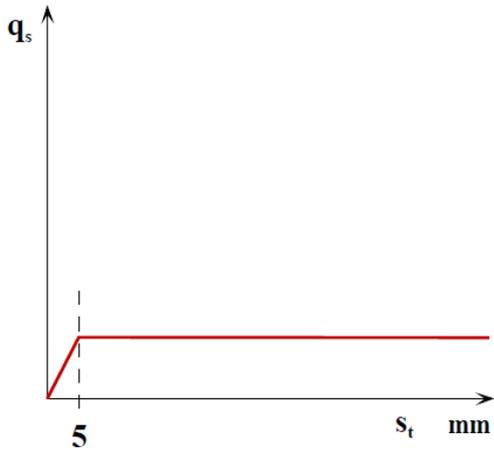


Figure III.20.a : Loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire q_s

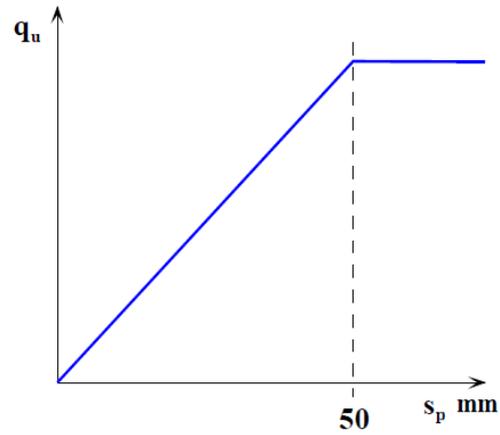


Figure III.20.b : Loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_u .

- Le pieu se déplaçant plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilisant beaucoup plus vite que la résistance de pointe, le pieu mobilisera d'abord sous les premières charges Q le frottement latéral. Quand le frottement latéral sera complètement mobilisé les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.
- En général, compte tenu des coefficients de sécurité appliqués aux résistances limites, le pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral et peu en pointe.
- Toutefois, des pieux courts et/ou des pieux traversant des terrains très médiocres travailleront principalement en pointe (Fig.III.21).

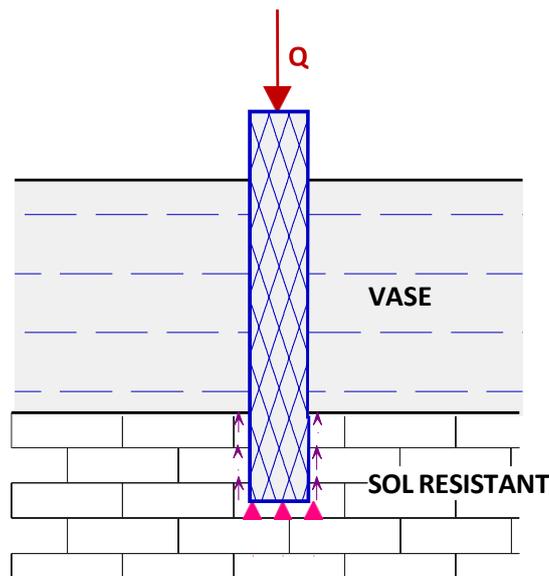


Figure III.21 : Pieu court traversant un sol très médiocre ancré dans un sol résistant.

- La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation.
- Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.
- Cette justification relève du calcul des fondations qui n'est pas l'objet de ce cours [24].

III.11. Arrachement des tirants d'ancrage

La barre scellée sur sa longueur, de type mécaniquement couplée, est sollicitée en tête par un effort de traction axial.

Après une phase de déformation progressive, la rupture peut s'amorcer, à partir de la tête, à l'interface de la barrette du coulis de scellement, dans le coulis de scellement, ou enfin, à l'interface du coulis avec le terrain encaissant.

Un mode de rupture peut également se développer entièrement dans le rocher.

Les mécanismes de fissuration et de rupture localisés autour des boulons mécaniquement couplés relèvent de processus d'endommagement, de décohésion, de coalescence de fissures aux interfaces et dans le produit de scellement. Ces processus résultent de l'allongement propre de l'acier et du cisaillement dans le produit de scellement et ses interfaces. Si la résistance en traction de l'acier n'a pas été atteinte, la progression de l'arrachement de la barre aboutit à son découplage complet du terrain et tend vers une résistance résiduelle de type frottement. Le confinement latéral intervient aussi et la dilatance au sein du scellement peut jouer un rôle autobloquant [27].

III.12 Cisaillement

Le cisaillement pur d'un fil (ou d'une plaque mince) constitue un autre mode de sollicitation de l'acier. Ce mécanisme se retrouve en partie dans un boulon scellé et traversant une discontinuité rocheuse dont les épontes glissent l'une par rapport à l'autre. Toutefois, la présence du coulis de scellement atténue le cisaillement simple au profit de mécanismes composés de traction, cisaillement et flexion. Ces mécanismes locaux et complexes mettent en jeu de nombreux paramètres (angle de la barre avec le plan de discontinuité, diamètre de la barre, propriétés du coulis de scellement, propriétés de la roche encaissante, etc.).

Les essais sur modèles physiques en laboratoire montrent deux modes de ruptures extrêmes pour des barres perpendiculaires au plan de discontinuité :

La rupture de la barre se produit par un cisaillement pratiquement pur quand la roche et le coulis présentent des rigidités élevées, dans une discontinuité fermée et non dilatante pour un déplacement tangentiel relativement faible (de l'ordre du diamètre de la barre).

Dans les roches de résistance plus faible, ou pour une discontinuité ouverte, la rupture de la barre se produit en traction après un déplacement tangentiel plus grand (de plus de trois diamètres de la barre environ), pour lequel la barre écrase le coulis et la roche et prend une forme de manivelle avec un angle de 30° à 40° par rapport au plan de discontinuité, tout en favorisant une sollicitation en traction de la barre.

Une analyse approchée du fonctionnement d'une barre soumise à un effort tranchant en considérant la barre comme une poutre continue sur appui élastique conforte ces

observations en faisant apparaître deux types de comportement suivant la rigidité relative entre la barre en acier et son « appui » latéral. Le début de la plastification dans l'acier se produit :

- Au droit du plan de cisaillement dans les milieux de rigidité élevée, pour aboutir ensuite au cisaillement localisé.
- Au droit de deux rotules plastiques situées aux points de moment fléchissant maximum de part et d'autre de la discontinuité, pour aboutir à la striction de la barre en l'une de ces rotules.

avec la poursuite la déformation tangentielle, dans une roche présentant une rigidité significativement plus faible que celle de la barre [27].

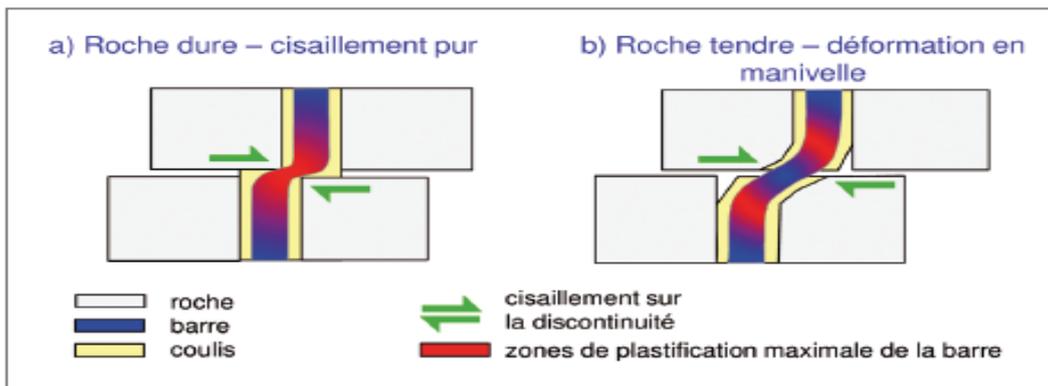


Figure III.22 : Cisaillement d'un boulon au travers d'une discontinuité.

CHAPITRE IV

CALCUL DES PAROIS BERLINOISES AVEC DES APPLICATIONS

CHAPITRE IV. CALCUL DES PAROIS BERLINOISES AVEC DES APPLICATONS

IV.1 Déroulement du calcul et vérification

Au-dessus du fond de fouille, le rideau de profilés agit sur toute sa surface comme un rideau de palplanches. En dessous du fond de fouille, les charges sont transmises localement dans le sol de fondation par les faces frontales des différents profilés, de sorte qu'il se produit un effet porteur spatial de la poussée des terres. Cela signifie que, par rapport aux parois de blindage s'intégrant sur toute la surface dans l'appui de terre, la résistance de la terre ne peut être activée que devant les profilés individuels dans le cas des parois Berlinoises.

IV.1.1 Vérification de la sécurité devant les profilés individuels

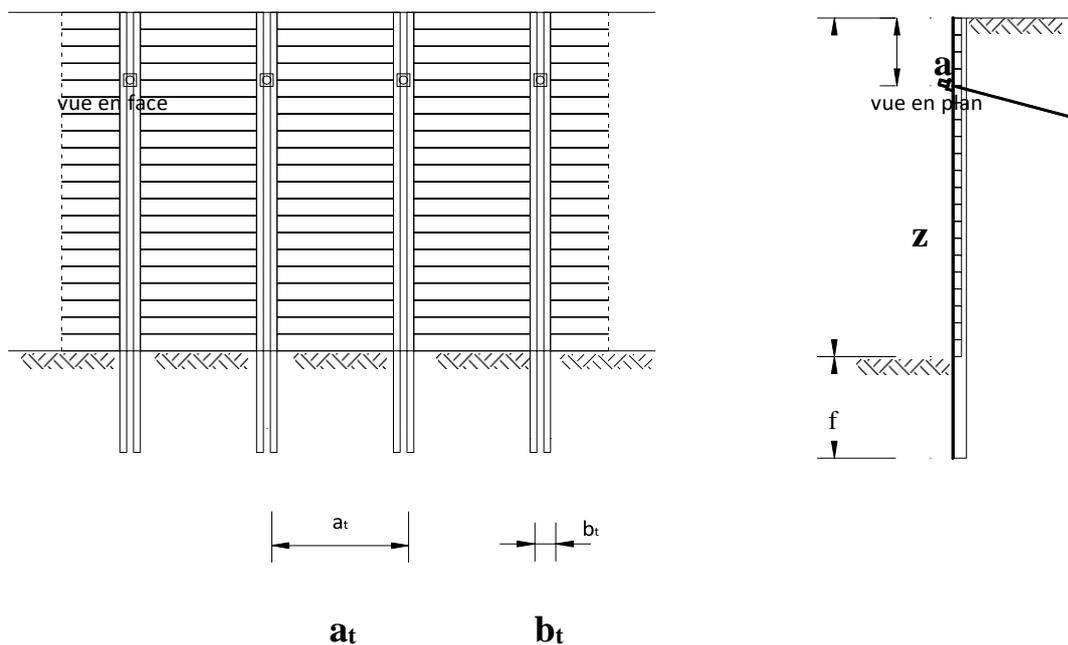


Figure IV.1 : Plan de paroi Berlinoise.

Selon la théorie classique de la poussée des terres, la valeur de la poussée des terres qui s'exerce est généralement déterminée avec un angle de frottement du mur de

$$\delta_a = 2/3 \varphi'$$

Si le mur est réalisé avec un étayage (ancrage ou raidisseur), la pression des terres n'est plus triangulaire ; elle sera transformée en une distribution approché Cette opération est comparable à la redistribution de la pression des terres pour les écrans de soutènements ancrés.

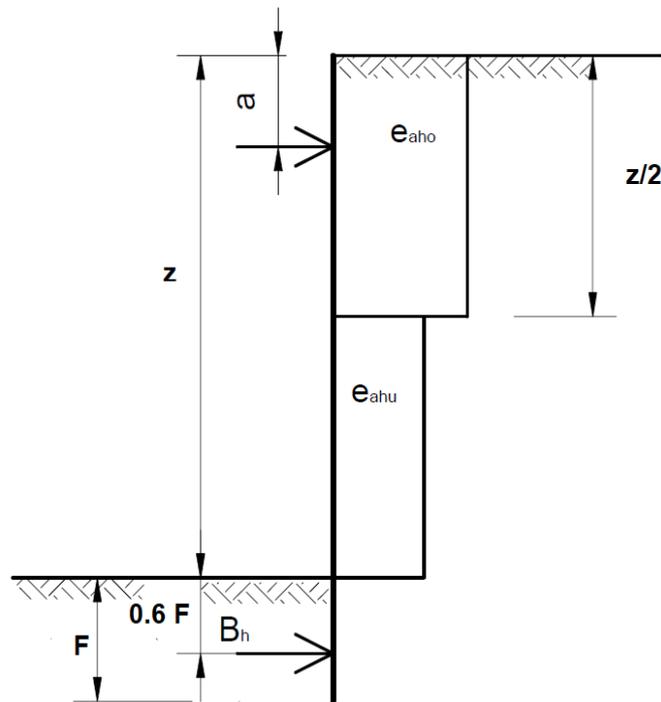


Figure IV.2 : Redistribution de la pression des terres dans le cas d'une paroi Berlinoise à appui libre et à simple étayage.

Le rapport entre la pression des terres à appliquer dans la moitié supérieure et inférieure du mur est toutefois différent pour les parois Berlinoises. Il s'applique à chaque cas conformément au tableau IV.1 :

	1 ^{er} cas	2 ^{eme} cas	3 ^{eme} cas
a/z	$a/z \leq 0.1$	$0.1 < a/z \leq 0.2$	$0.2 < a/z \leq 0.3$
On prend $\sigma_s/\sigma_i =$	1	1.5	2

Tableau IV.1 : rapport entre la pression de terre à appliquer dans la moitié supérieure et inférieure du mur.

Lors de la conception de paroi Berlinoise en bois (blindage), on part généralement d'une profondeur d'encastrement de $1,5 \text{ m} \leq t \leq 3,0 \text{ m}$ dans le sol de fondation et on vérifie la capacité portante de l'appui dans le sol. On suppose que le profilé repose librement sur le sol de fondation (pour l'hypothèse d'une tension dans le sol de fondation).

Pour une figure de poussée des terres connue, les forces d'ancrage $A_{h,k}$ et force de butée horizontale caractéristique $B_{h,k}$ peuvent être déterminées via ΣM et ΣP . Pour la vérification de la profilé individuelle, la force $B_{h,k}$ est calculée pour une pression de terre qui agit uniquement au-dessus du fond de fouille, c'est-à-dire à partir de la

zone dans laquelle une application de charge sur toute la surface des poutres a lieu. En raison de la pression tridimensionnelle des terres, la ligne d'action de la résultante est fixée à la hauteur - 0,6 F. Les milieu

En multipliant par les coefficients partiels de sécurité correspondants, on obtient les valeurs de calcul des actions.

Résistances de butée

Contrairement à un mur de soutènement sur toute sa surface, il faut considérer une pression de terre passive spatiale pour déterminer la résistance des terres devant une seul profilé (voir figure IV.3).

Lors du calcul des forces de résistance de la terre, il faut distinguer si les surfaces de rupture considérées se chevauchent ou non :

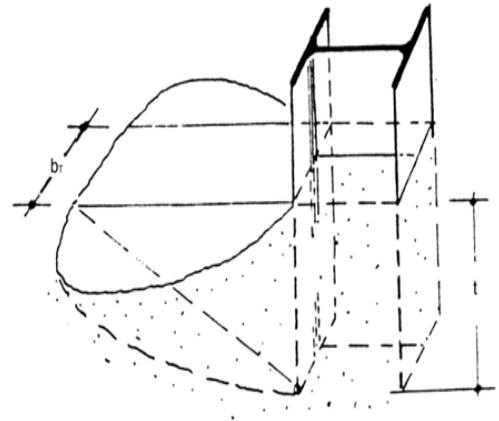


Figure IV.3 : les surfaces de rupture considérées une pression de terre spatiale.

- Les forces de résistance de la terre ne se recourent pas :

$$P_{ph,nc} = \gamma \cdot \omega_R \cdot t^3 + 2 \cdot c \cdot \omega_K \cdot t^2 \text{ (kN)}$$

Les coefficients ω sont déterminés dans les tableaux N-4 et N-5 en fonction du rapport entre la largeur de profilé b_i et la profondeur d'encastrement f . Les valeurs de ces coefficients sont indiquées dans les tableaux **IV.2 et IV.3**

$f_i = b_i/t$	$\varphi' =$												
	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°	45°
0,05	0,40	0,48	0,59	0,72	0,90	1,13	1,44	1,71	2,09	2,57	3,16	3,96	5,00
0,10	0,57	0,67	0,83	1,02	1,28	1,59	2,04	2,42	2,96	3,63	4,47	5,59	7,07
0,15	0,69	0,82	1,02	1,25	1,56	1,95	2,50	2,97	3,63	4,45	5,48	6,85	8,66
0,20	0,80	0,95	1,17	1,45	1,80	2,26	2,88	3,43	4,19	5,14	6,32	7,91	10,00
0,25	0,90	1,06	1,31	1,62	2,02	2,52	3,22	3,83	4,68	5,74	7,07	8,84	11,20
0,30	0,98	1,16	1,44	1,77	2,21	2,76	3,53	4,20	5,13	6,29	7,75	9,69	12,20

Tableau IV.2 : Coefficients de résistance du sol ω_R .

$f_t=b_v/t$	$\varphi' =$												
	15°	17,5°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°	45°
0,05	0,98	1,08	1,20	1,34	1,51	1,70	1,94	2,14	2,41	2,73	3,10	3,55	4,09
0,10	1,39	1,53	1,69	1,90	2,14	2,41	2,75	3,03	3,41	3,86	4,38	5,02	5,78
0,15	1,70	1,88	2,07	2,32	2,62	2,95	3,37	3,71	4,18	4,73	5,36	6,14	7,08
0,20	1,97	2,17	2,40	2,68	3,03	3,41	3,89	4,29	4,83	5,47	6,19	7,09	8,18
0,25	2,20	2,42	2,68	3,00	3,39	3,81	4,35	4,79	5,40	6,11	6,93	7,93	9,15
0,30	2,41	2,66	2,93	3,29	3,71	4,17	4,76	5,25	5,91	6,69	7,59	8,69	10,00

Tableau IV.3 : Coefficients de résistance du sol ω_K .

- **Les forces de résistance de la terre se chevauchent**

Si les forces de résistance de la terre se chevauchent lorsque la distance entre les poutres est faible, la force totale doit être calculée comme suit :

$$P_{ph,c} = 1/2 \cdot \gamma \cdot t^2 \cdot [K_{ph,\delta \neq 0} \cdot b_t + K_{ph,\delta = 0} \cdot (a_t - b_t)] + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ph,\delta \neq 0}} \cdot a_t \cdot t \text{ kN}$$

Les coefficients de résistance de la terre sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

$\varphi' [^\circ]$	15	20	25	27,5	30	32,5	35	37,5	40
$K_{ph,\delta=0}$	1,70	2,04	2,46	2,72	3,00	3,32	3,69	4,11	4,60
$K_{ph,\delta \neq 0}$	2,11	2,77	3,81	4,51	5,56	6,15	7,12	8,27	9,64

Tableau IV.4 : Les coefficients de résistance de la terre.

Pour déterminer la valeur de calcul de la résistance du sol, c'est la plus petite des deux valeurs qui est déterminante :

$$P_{ph,k} = \min \{ P_{ph,c} ; P_{ph,nc} \}$$

$$P_{ph,d} = P_{ph,k} / \gamma_{Ep}$$

Vérification

La vérification s'effectue comme d'habitude par une comparaison des valeurs de calcul des actions avec les valeurs de calcul des résistances :

$$B_{h,d} \leq P_{ph,d}$$

B_{hd} : Butée mobilisée horizontale de calcul

• Vérification de l'équilibre horizontal

Lors de la vérification de la sécurité devant les profilés individuelles, la pression active du sol n'a été prise en compte que jusqu'au fond de fouille.

Mais comme des déformations se produisent également en dessous du fond de fouille et que la pression du sol est prise en compte dans le cadre d'une considération d'équilibre sur une surface supposée verticale, il faut tenir compte de la pression du sol.

doit être pris en compte, l'approche susmentionnée ne permet pas de tenir compte de l'épaisseur du sol.

l'équilibre horizontal global n'est pas encore démontré. C'est pourquoi les forces de pression de la terre qui n'ont pas encore été prises en compte doivent être intégrées dans une autre vérification.

Dans ce cas, on part du principe que l'ensemble de la paroi agit sur toute la surface, même en dessous du fond de fouille.

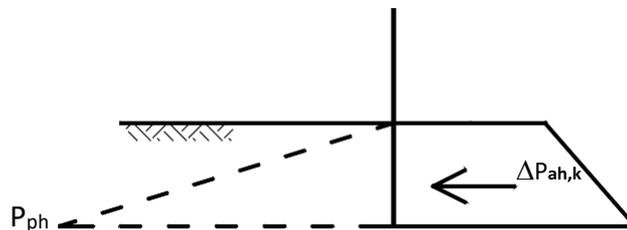


Figure IV.4 : Pression horizontale du sol sous le fond de fouille.

La pression active du sol agissant sous le fond de fouille ΔP_{ah} doit être exclusivement absorbée par la butée de terre en raison de l'absence de paroi. Il en résulte pour la force d'appui de la terre :

$$\mathbf{B}_{h,k,tot} = \mathbf{B}_{h,k(\text{au-dessus du fond de la fouille})} + \Delta \mathbf{P}_{ah}$$

Résistances:

Pour déterminer la résistance caractéristique de la terre $\mathbf{P}_{ph,k}$, on suppose également que le mur agit sur toute sa surface. L'angle de frottement du mur est $\delta_p = \varphi'$.

La vérification est effectuée sous la forme habituelle.

Vérification contre l'affaissement du mur :

Il faut vérifier que les forces verticales dues à la poussée des terres et aux charges d'ancrage peuvent être transmises en toute sécurité au sol de fondation par les différents profilés.

Pour cela, les actions verticales caractéristiques sont augmentées comme d'habitude avec des coefficients partiels de sécurité pour obtenir des valeurs de dimensionnement.

Les résistances sont déterminées de manière analogue au dimensionnement des pieux :

- les profilés enfoncés sont traités comme des pieux battus selon la norme DIN 1054,
- les poutres placées dans des trous préforés sont traitées comme des pieux forés selon la norme DIN 1054.
- Lors de la détermination de la résistance de l'enveloppe du pieu, il faut tenir

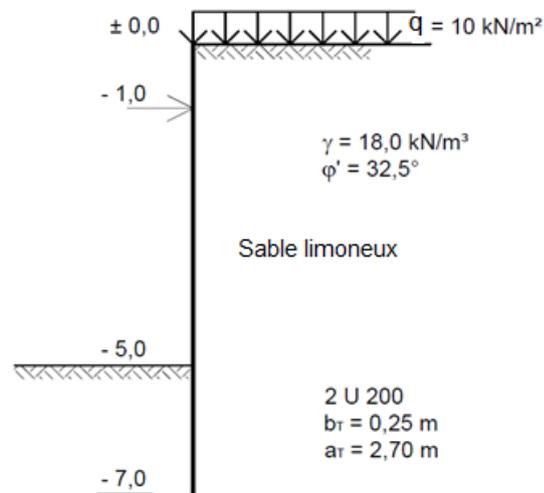
compte du fait que pour les poutres placées dans des trous forés, seule la zone d'un plombage en béton peut être considérée comme surface de contact efficace.

- Pour les profilés enfoncés, il faut tenir compte d'une zone ameublie - généralement de 0,5 m à 1,0 m sous le fond de la fouille. Cela conduit par exemple à

$$f_n = f - 0,50 \text{ m}$$

IV. 2 APPLICATIONS

Exemple 1



1. Détermination de la pression des terres et redistribution de la pression des terres :

Les calculs se font d'après L'EC7

Cas de dimensionnement transitoire, GEO-02 / STR: $\gamma_G = 1.2$,
 $\gamma_{Re} = 1.3$, $\gamma_P = 1.4$

1.1 Détermination de la pression de terre :

Pour un angle de frottement $\phi' = 32,5^\circ$ s'obtient en supposant $\delta a = \frac{2}{3} \cdot \phi'$ un coefficient de pression terrestre $K_{ah} = 0,25$

Profondeur	Chouche	γ / γ' [kN/m³]	σ'_{zz} [kN/m²]	ϕ' [°]	K_{ah} [-]	$P_{a,g+p,h}$ [kN/m²]	c [kN/m²]	P_{ach} [kN/m²]	P_{ah} [kN/m²]
0,0	Sable		10	32,5	0,25	2,5	0	0	2,5
-5,0		18	$10 + 5 \cdot 18,0 = 100,0$			25,0			25,0
-7,0		18	$100 + 2 \cdot 18,0 = 136$			34,0			34,0

La force de compression totale de la terre jusqu'à $z = -5,0$ m est :

$$P_{ah,k} = \frac{1}{2} (2,5 + 25) \cdot 5 = 68,8 \text{ kN/m}$$

1.2 Distribution de la pression des terres jusqu'au fond de fouille :

$$a/z = 1/5 = 0.2 \quad \sigma_{ahs} = 1.5 \sigma_{ahi} \quad (\text{cas 2})$$

$$\sigma_{ah} = z/2 \cdot 2.5 \cdot \sigma_{ahi} = 1.25 \cdot z \cdot \sigma_{ahi}$$

$$\sigma_{ahi} = \sigma_{ah} / 1.25 \cdot z = 68.8 / 1.25 \cdot 5 = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ahs} = 16.5 \text{ kN/m}^2$$

1.3 Vérification de la sécurité devant les profilés individuels :

- Détermination des forces d'appui : somme des moments autour de la position des ancrages :

ΣM_A :

$$B_{gh,k} \cdot (0,6 \cdot 2,0 + 4,0) = 11,0 \cdot 2,5 \cdot (3,75 - 1,0) + 16,5 \cdot 2,5 \cdot (1,25 - 1,0)$$

$$B_{gh,k} = 16,53 \text{ kN/m}$$

- Équilibre horizontal:

ΣH :

$$A_{gh,k} = 68,8 - 16,53 = 52,27 \text{ kN/m}$$

Par rapport à la distance entre les profilés $a_t = 2,7\text{m}$

$$B_{gh,k} = 16,53 \cdot 2,70$$

$$= 44,63 \text{ kN}$$

$$A_{gh,k} = 52,27 \cdot 2,70 = 141,13 \text{ kN}$$

Valeur de calcul des sollicitations :

$$B_{hd} = \gamma_G \cdot B_{gh,k} = 1,2 \cdot 44,63 = 53,6 \text{ kN}$$

- Détermination des résistances de terre :

* Les forces de résistance de la terre ne se chevauchent pas :

Le rapport entre la largeur de la poutre et la profondeur d'encastrement permet d'obtenir, avec l'angle de frottement de la figure N-3, le coefficient ω_R :

$$b_T / t = 0,25 / 2,0 = 0,125 \quad \longrightarrow \quad \omega_R = 2,70$$

$$P_{ph,nc} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \omega_R \cdot t^3 + 2 \cdot c \cdot \omega_K \cdot t^2 = \frac{1}{2} \cdot 18,0 \cdot 2,70 \cdot 2^3 = 194,4 \text{ kN}$$

Les forces de résistance de la terre de recourent ;

Pour $\varphi' = 32,5^\circ$ il en résulte

$$K_{ph,\delta=0} = 3,32$$

$$K_{ph,\delta \neq 0} = 6,15$$

$$P_{ph,c} = 1/2 * \gamma * f_0^2 * [K_{ph, \delta \neq 0} * b_t + K_{ph, \delta = 0} * (a_t - b_t)] + 2c * \sqrt{K_{ph, \delta \neq 0}} * a_t * f_0$$

$$= 1/2 * 18,0 * 2,0^2 * [6,15 * 0,25 + 3,32 * (2,70 - 0,25)] + 0 = 348,2 \text{ kN}$$

$$P_{ph,k} = \min \{ P_{ph,c}, P_{ph,nc} \}$$

$$= \min \{ 194,4, 348,2 \}$$

$$P_{ph,k} = 194,4 \text{ kN}$$

Vérification des réactions de sol :

$$B_{h,d} = 53,6 \leq E_{ph,k} / \gamma_{Ep} = 194,4 / 1,3 = 149,5 \quad \text{vérification remplie}$$

1.4 Vérification de l'équilibre horizontal (Geo-2) :

Le coefficient de pression terrestre passive est obtenu pour $\delta_p = \varphi$.

En supposant que la pression des terres s'exerce sur toute la surface, la contrainte $K_{ph} = 7,91$ passive de compression des terres s'applique à la cote -7,0 m :

$$\sigma_{ph} = 2,0 * 18,0 * 7,91 = 284,8 \text{ kN/m}^2$$

Et la résistance caractéristique de la terre

$$P_{ph,k} = 1/2 * 284,8 * 2,0 = 284,8 \text{ kN/m}$$

La pression de terre active agissant sous le fond de fouille est:

$$\Delta P_{ah,k} = 1/2 * (25 + 34) * 2,0 = 59,0 \text{ kN/m}$$

On obtient ainsi la valeur de calcul des actions :

$$B_{h,d,tot} = \gamma_G * (B_{gh,k} + \Delta P_{agh,k}) = 1,2 * (16,53 + 59,0)$$

$$= 90,6 \text{ kN/m}$$

Ainsi, la vérification peut être apportée:

$$B_{h,d,tot} = 90,6 \text{ kN/m} \leq P_{ph,k} / \gamma_{Ep} = 284,8 \text{ kN}$$

$$90,6 \leq 284,8 / 1,3 = 219$$

La vérification de l'équilibre horizontal est satisfaite.

1.5 Vérification de l'équilibre vertical :

Les forces agissant verticalement sont :

$$P_{a,v} = P_{ah,k} * a_T * \tan(2/3 * \varphi') = 68,8 * 2,7 * \tan(2/3 * 32,5^\circ) = 73,8 \text{ kN}$$

$$A_v = A_{gh,k} \cdot \tan 20^\circ = 141,13 \cdot \tan 20^\circ = 51,37 \text{ kN}$$

Pour le poids propre des profilés, on applique une force de $G = 10$ kN. On obtient ainsi la valeur de calcul des actions:

$$\sum V_d = \gamma_G \cdot (P_{a,v} + A_v + G) = 1,2 \cdot (73,8 + 51,37 + 10,0) = 162,2 \text{ kN}$$

Les deux profilés U 200 sont réglées dans des forages $\varnothing 90$ cm et reçoivent un plombage en béton sur le 1,0 m le plus bas. La résistance caractéristique des pieux est alors calculée de manière analogue à la norme DIN 1054 (hypothèse $q_c = 20$ MN/m²):

$$R_{b,k} = A_b \cdot q_{b,k} \cdot 0,9^2 \cdot \pi/4 \cdot 3,5 = 2,23 \text{ mN}$$

$$R_{s,k} = A_s \cdot q_{s,k} \cdot 1/2 \cdot \pi \cdot l \cdot 0,12 = 0,17 \text{ mN}$$

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k} = 2,23 + 0,17 = 2400 \text{ kN}$$

Vérification de l'équilibre vertical

$$\sum V_d \leq R_k / \gamma_P$$

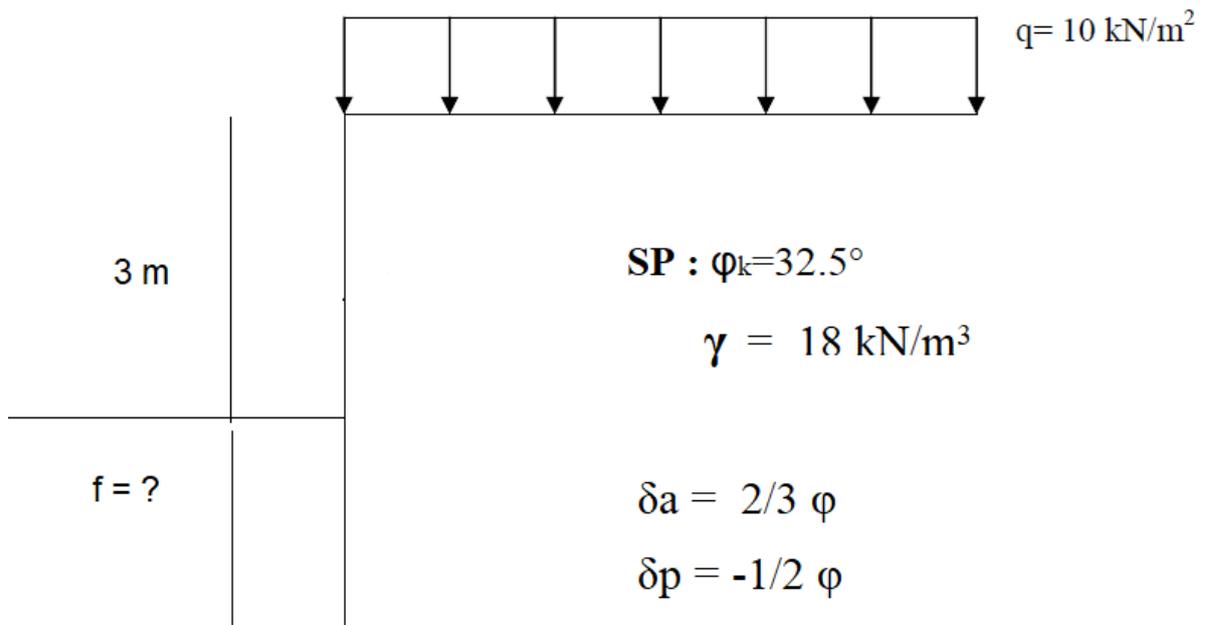
$$162,2 \text{ kN} \leq 2400 / 1,4 = 1714 \text{ kN} \quad \text{vérification remplie !}$$

Exemple 2

Soit une paroi Berlinoise autostable dont la fiche est inconnue.

Entre-axes des profilés $a_t = 2\text{ m}$

Largeur des profilés = 0.24 m Poids profilé IPE $G_k = 10\text{ kN/m}$



Les calculs se font d'après L'EC7

Cas de dimensionnement transitoire, GEO-02 / STR : $\gamma_G = 1.2$,

$\gamma_{Re} = 1.3$

$$K_{a\gamma h} = K_{a\gamma q} = \tan^2 (45 - \varphi / 2) = 0.251$$

$$\sigma_{ah,k} (z=0) = q * K_{aqh} = 10 * 0.251 = 2.51\text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ah,k} (z=3\text{ m}) &= K_{aqh} * q + K_{a\gamma h} * \gamma * z \\ &= 2.51 + 18 * 3 * 0.251 \\ &= 2.51 + 13.55 = 16.06\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{ah,k} (z=3+f_0) = 16.06 + 18 * 0.251 * f_0$$

$$P_{ah,k} = (2.51 + 16.06) * 3 / 2 = 27.85\text{ kN/m}$$

$$\Sigma M / 0 = 0. 2.51 * 3(3/2 + f_0) + 13.55 * 3/2 * (1/3 * 3 + f_0) - B_{h,k} * 0.4 * f_0 = 0$$

Soit f_0 fiche de l'écran jusqu'à l'axe de rotation de mur.

$$B_{h,k} = \frac{(31.62 + 27.85 * f_0)}{0.4 * f_0}$$

Vérification de la réaction du sol :

$$K_{p\gamma h(\delta=0)} = 3.32$$

$$K_{p\gamma h(\delta \neq 0)} = 6.15$$

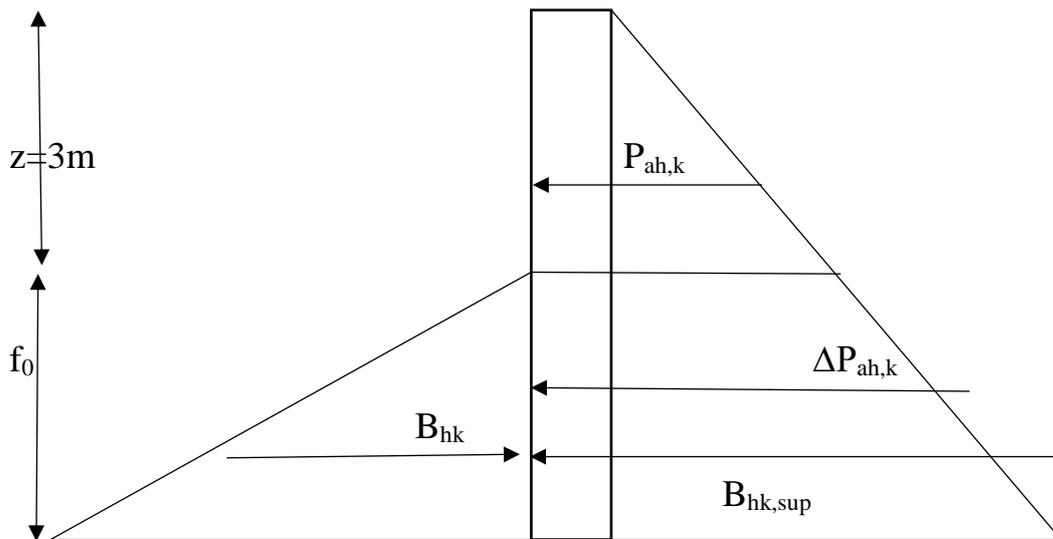


Figure IV.5 : diagramme de poussée et de butée

Calcul de butée spatiale

Cas (1) : Les zones d'influence des butées se coupent :

$$P_{ph,c} = 1/2 * \gamma * f_0^2 * [K_{ph, \delta \neq 0} * b_t + K_{ph, \delta = 0} * (a_t - b_t)] + 2c * \sqrt{K_{ph, \delta \neq 0}} * a_t * f_0$$

Pour $c = 0$

$$P_{ph,c} = 1/2 * \gamma * f_0^2 * [K_{ph, \delta \neq 0} * b_t + K_{ph, \delta = 0} * (a_t - b_t)]$$

Cas(2) : Les zones d'influence des butées ne se coupent pas :

$$P_{ph,nc} = 1/2 * \gamma * \omega_R * f_0^3 + 2c * \omega_K * f_0^2$$

	f ₀ =2.3m	f ₀ = 2.4m	f ₀ = 2.45m	f ₀ = 2.47m	f ₀ = 2.5m
ω _R	2.473	2.42	2.394	2.384	2.37
ω _K	3.095	3.03	2.998	2.986	2.968
P _{ph,c} (kN)	270.80	301.08	316.95	323.43	333.30
P _{ph,nc} (kN)	348.46	379.42	395.40	401.88	411.70
P _{ph} (kN/m)	270.80	301.08	316.95	323.43	333.30
B _{hk} (kN/m)	104.02	102.59	101.92	101.66	101.27
B _{hk*at} (kN)	208.05	205.19	203.84	203.32	202.55
B _{hd} (kN)	249.66	246.23	244.61	243.98	243.06
P _{phk} / γ _{Re}	208.30	231.60	243.80	248.79	256.38
La vérification P _{phk} / γ _{Re} > B _{hd}	Non	Non	Non	Oui	Oui

Tableau IV.5 : Résultat de calcul des valeurs et la condition de vérification horizontale en utilisant le programme PYTHON (Annexe).

On prend la fiche f₀=2.5m

Calcul de la contre butée C_{h,k} ;

$$\Sigma P / 0 = 0 \text{ ,, } C_{h,k} = B_{hk} - P_{ah,k}$$

$$C_{h,k} = 101.27 - 27.85$$

$$C_{h,k} = 73.42 \text{ kN/m}$$

Vérification de l'équilibre horizontal (Geo-2) ;

$$B_{h,k,tot} = B_{h,k}(\text{changement au-dessous du fond de la fouille}) + \Delta P_{ah,k}$$

$$P_{ph,k} = \sigma_{ph,k} * f_0 / 2$$

$$= \gamma / 2 * f_0^2 * K_{ph}$$

$$K_{ph} \text{ pour } \delta = - \varphi = -32.5^\circ$$

$$K_{ph} = 7.91$$

On doit vérifier ; B_{h,d,tot} ≤ P_{ph,b}

$$B_{h,k,tot} * \gamma_G \leq P_{ph,k} / \gamma_{R,e}$$

$$P_{ph,k} = 1/2 * 18 * 2.5^2 + 7.91 = 444.937 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{ah,k} (z=3+f_0) = 16.06 + 18 * 0.251 * f_0 = 27.355 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta P_{ah,k} = \frac{1}{2} (16.06 + 27.355) * 2.5 = 54.28 \text{ kN/m}$$

$$B_{h,d,tot} = (B_{hk} + \Delta P_{ah,k}) * \gamma_G = (101.27 + 54.28) * 1.2 = 186.66 \text{ kN/m}$$

La condition $[P_{ph,d} = P_{ph,k} / \gamma_{R,e} > B_{h,d,tot}]$

342.25 > 186.66 Vérification de l'équilibre horizontal remplis

Vérification de l'équilibre vertical interne ;

$$\Sigma P_{vk,i} \geq B_{v,k}$$

$$P_{av,k} = P_{ah,k} * \tan(\delta) = 27.85 * \tan(2/3 * 32.5) * a_t = 22.12 \text{ kN}$$

$$B_{v,k} = B_{h,k} * \tan(1/2 \varphi) = 101.27 * \tan(32.5/2) = 29.52 \text{ kN}$$

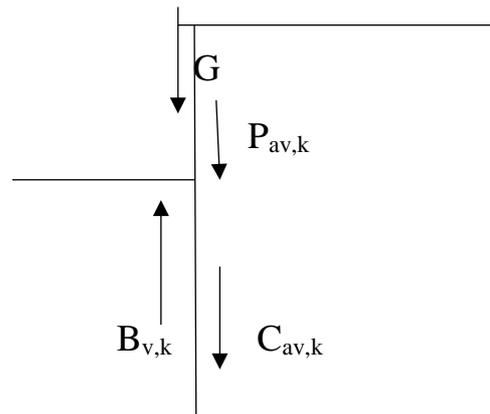
$$C_{v,k} = C_{h,k} * \tan(2/3 \varphi) = 29.17 \text{ kN}$$

le poids propre des profilés $G = 10 \text{ kN}$

$$\Sigma F_{vk,i} = P_{av,k} + C_{v,k} + G$$

$$= 22.12 + 29.17 + 10$$

$$= 61.29 \text{ kN}$$



61.29 ≥ 29.52 Vérification de l'équilibre vertical interne rempli.

Calcul d'effort tranchant et moment maximal :

$$P_{gh,d} = P_{ah,k} * \gamma_G * a_t = 27.85 * 1.2 * 2 = 66.84$$

Diagramme de contrainte triangulaire classique :

$$B_{h,k} = f_0/2 * \sigma_{ph,k} = 101.27 \text{ kN/m}$$

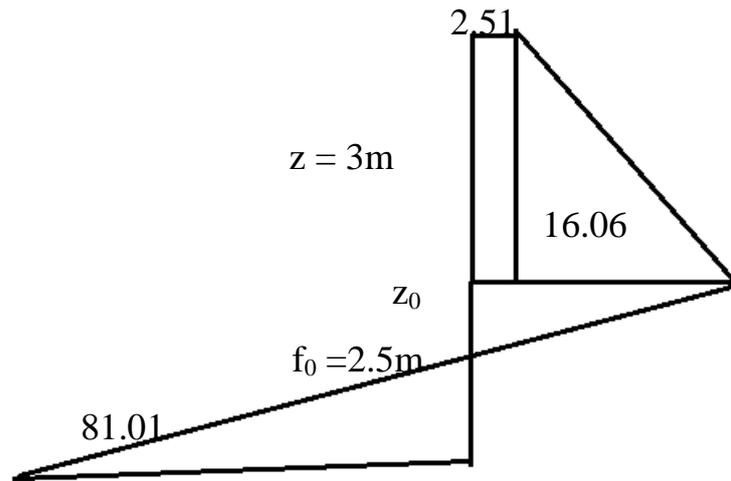
$$\sigma_{ph,k} = 2 * 101.27 / 2.5 = 81.01 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Bras de levier} = f_0/3 = 0.833 \text{ m}$$

$$z_0 = ?$$

$$2.51 * 3 + 16.06 * 3/2 - \sigma_{ph,k} / f_0 * z_0 * z_0 / 2 = 0$$

$$z_0 = 1.31\text{m}$$



$$\begin{aligned}
 M_{\max,k} &= 2.51 \cdot 3 \cdot (3/2 + z_0) + 13.55 \cdot 3/2 \cdot (1/3 \cdot 3 + z_0) - \sigma_{\text{ph},k} / f_0 \cdot z_0 \cdot z_0 / 2 \cdot z_0 / 3 \\
 &= 21.15 + 46.95 - 12.14 \\
 &= 68.1 - 12.14 \\
 &= 55.96 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

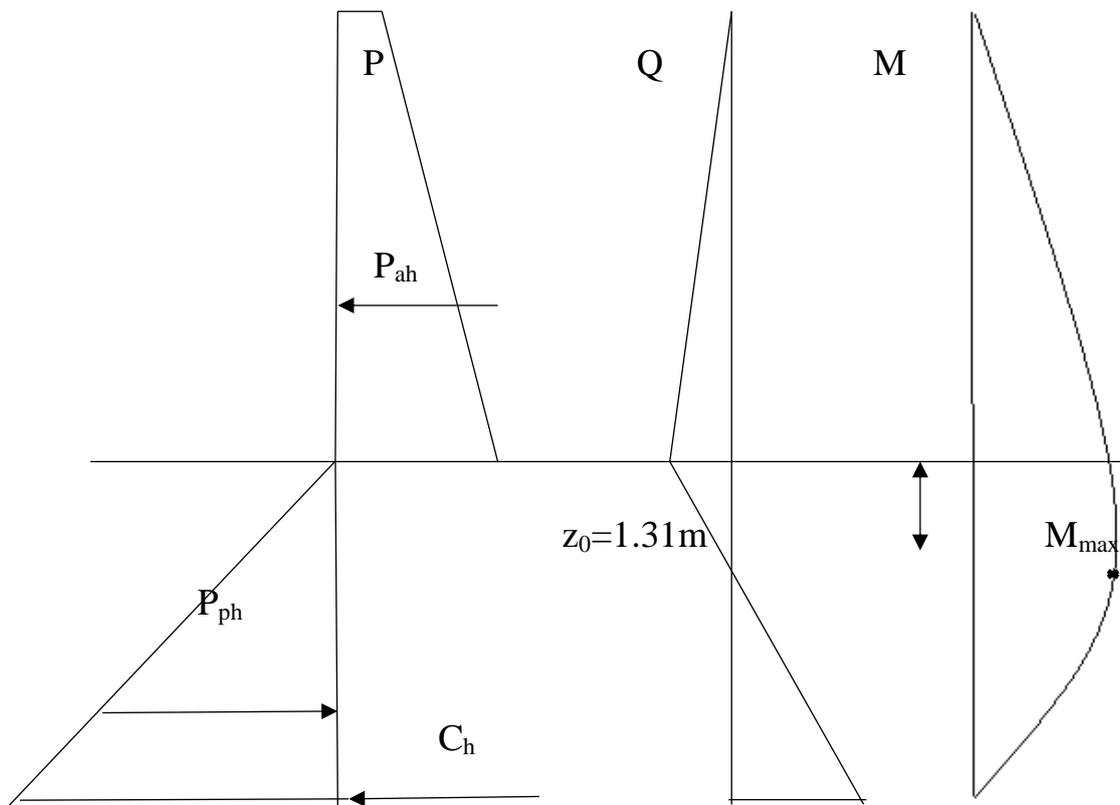


Diagramme des contraintes, efforts tranchants et moments.

L'influence Des différents variables sur la stabilité de paroi

a) L'influence de surcharge q :

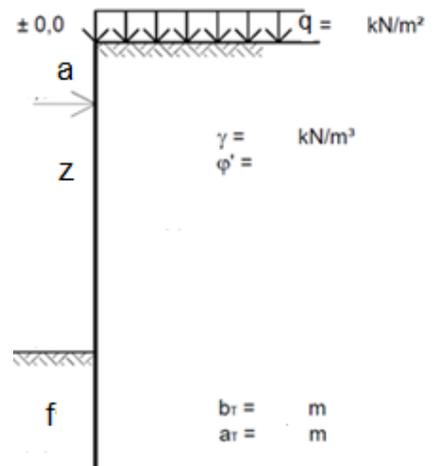
Pour ; $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ $c = 0$ $bt = 0.25 \text{ m}$ $at = 2.70 \text{ m}$
 $F = 1.5 \text{ m}$ $z = 5 \text{ m}$

$\varphi = 30^\circ$ $a = 1 \text{ m}$ $\gamma_G = 1.2$ $\gamma_{Re} = 1.3$ $\delta = 2/3 \varphi$ $k_{ayh} = 0.279$

Une augmentation de la surcharge sur le remblai de sol a entraîné une augmentation de la pression de poussée sur le mur.

Cela entraîne un danger supplémentaire pour le mur, et le

tableau IV.6 le montre avec des exemples de charge provoquant l'instabilité du mur et ne remplissant pas les conditions de sécurité.



surcharge q [kN]	q=0 kN/m ²	q=10 kN/m ²	q=20 kN/m ²
P _{ah} [kN]	87.18	101.13	115.08
B _{hk} [kN /m ²]	22.24	25.80	29.36
B _{hd} [kN/m]	72.06	83.59	95.12
A _{ghk} [kN]	175.35	203.40	231.46
ω _R	2.63	2.63	2.63
ω _K	3.55	3.55	3.55
P _{phkc} [kN]	111.08	111.08	111.08
P _{phk nc} [kN]	272.01	272.01	272.01
P _{phk} [kN]	111.08	111.08	111.08
Vérification B _{hd} < P _{phk} / γ _{Re}	oui	oui	non
P _{phkb} [kN /m]	222.46	222.46	
ΔP _{ahk} [kN/m]	60.15	64.34	
B _{h,k,tot} [kN/m]	98.88	108.175	
Vérification B _{hktotd} ≤ P _{phkb} / γ _{Re}	oui	oui	

Tableau IV.6 : L'influence de surcharge q.

b) L'influence de cohésion c

Pour; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $q=20 \text{ kN/m}^2$ $bt= 0.25\text{m}$ $at= 2.70 \text{ m}$ $F=1.5\text{m}$ $z=5\text{m}$
 $K_{ac}=0.922$

$\varphi= 30^\circ$ $a= 1 \text{ m}$ $\gamma_G= 1.2$ $\gamma_{Re}=1.3$ $\delta=2/3 \varphi$ $k_{ayh} = 0.279$

D'autre part, la cohésion du sol est l'un des facteurs contribuant à stabiliser le mur, cette valeur est donc considérée comme positive.

Le tableau montre comment dans le cas d'un sol non cohérent, les conditions de sécurité ne sont pas remplies, tandis que dans le cas d'un sol cohérent, les conditions sont remplies.

Cohésion c [kN/m ²]	c=0	c=5 kN/m ²
P_{ah} [kN]	90.67	67.62
B_{hk} [kN /m ²]	23.13	17.25
B_{hd} [kN/m]	74.94	55.89
A_{ghk} [kN]	182.36	136.0
ω_R	2.63	2.63
ω_K	3.55	3.55
P_{phkc} [kN]	79.97	119.93
$P_{phk \text{ nc}}$ [kN]	195.847	2229.69
P_{phk} [kN]	79.97	119.93
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	non	oui
P_{phkb} [kN /m]		160.17
ΔP_{ahk} [kN/m]		44.76
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]		74.42
Vérification $B_{hktotd} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$		oui

Tableau IV.7 : L'influence de cohésion.

c) L'influence d'angle de frottement interne φ

Pour; $c=0$ $bt=0.25$ m $at=2.70$ m $F=1.5$ m $z=5$ m $q=20$ kN/m²

$a=1$ m $\gamma_G=1.2$ $\gamma_{Re}=1.3$ $\delta=0$ $\gamma=18$ kN/m

Une augmentation de l'angle de frottement interne s'accompagne d'une diminution de la valeur $K_a \gamma h$

Cela provoque une diminution de la pression sur le mur, ce qui contribue à sa stabilité et à l'atteinte des conditions de sécurité, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

φ [°]	$\varphi=30$ $K_a \gamma h=0.279$	$\varphi=32.5$ $K_a \gamma h=0.251$	$\varphi=35$ $K_a \gamma h=0.224$
P_{ah} [kN]	108.22	81.57	88.07
B_{hk} [kN/m ²]	27.60	20.81	22.46
B_{hd} [kN/m]	89.45	67.42	72.80
A_{ghk} [kN]	217.66	164.06	177.13
ω_R	2.63	3.13	3.82
ω_K	3.55	3.912	4.40
P_{phkc} [kN]	79.97	95.11	116.21
P_{phknc} [kN]	195.84	195.84	195.84
P_{phk} [kN]	79.97	95.11	116.21
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	non	oui	Oui
P_{phkb} [kN/m]		160.17	160.17
ΔP_{ahk} [kN/m]		46.49	50.20
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]		80.77	87.20
Vérification $B_{hktot} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$		oui	oui

Tableau IV.8 : L'influence de φ .

d) L'influence de profondeur d'excavation z

Pour; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c=0$ $q=20 \text{ kN}$ $b_t=0.25 \text{ m}$ $a_t=2.70 \text{ m}$ $f=1.5 \text{ m}$

$\varphi = 30^\circ$ $a=1 \text{ m}$ $\gamma_G=1.2$ $\gamma_{Re}=1.3$ $\delta=2/3$ φ

$K_a=0.279$

Plus la profondeur d'excavation ou la hauteur du mur est élevée signifie une augmentation du volume de sol qui appuie sur le mur, ce qui provoque une augmentation des charges contre le mur, et selon le tableau ci-dessous, une augmentation de la valeur de z, lorsque le mur atteint une certaine valeur à laquelle il devient instable et ne remplit pas les conditions de sécurité comme les cases des valeurs de z inférieures.

Hauteur z	z=4 m	z=4.5 m	z=5 m
P_{ah} [kN]	62.49	75.95	90.67
B_{hk} [kN/m ²]	10.68	15.10	23.13
B_{hd} [kN/m]	34.61	48.94	74.94
A_{ghk} [kN]	139.89	164.30	182.36
ω_R	2.63	2.63	2.63
ω_K	3.55	3.55	3.55
P_{phkc} [kN]	79.97	79.97	79.97
P_{phknc} [kN]	195.84	195.84	195.84
P_{phk} [kN]	79.97	79.97	79.97
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	oui	Oui	non
P_{phkb} [kN/m]	160.17	160.17	
ΔP_{ahk} [kN/m]	44.15	47.91	
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]	65.801	75.62	
Vérification $B_{hktotd} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$	oui	oui	

Tableau IV.9 : L'influence hauteur du mur z

e) L'influence de rugosité de mur δ

Pour; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c=0$ $q=20 \text{ kN}$ $b_t=0.25 \text{ m}$ $a_t=2.70 \text{ m}$ $f=1.5 \text{ m}$

$\varphi = 32.5^\circ$ $a=1 \text{ m}$ $\gamma_G=1.2$ $\gamma_{Re}=1.3$

La rugosité du mur affecte directement le coefficient de k, car plus la rugosité est élevée, plus la valeur de k est faible.

Cela affecte à son tour le calcul des contraintes, le tableau dessous le montre.

δ [kN]	$\delta=\varphi$ $K_{a\gamma h} = 0.231$	$\delta= 2/3\varphi$ $K_{a\gamma h} = 0.251$	$\delta=0$ $K_{a\gamma h}=0.302$
P_{ah} [kN]	75.07	81.57	98.14
B_{hk} [kN/m ²]	19.15	20.81	25.03
B_{hd} [kN/m]	62.05	67.42	81.12
A_{ghk} [kN]	150.99	164.06	197.39
ω_R	3.13	3.13	3.13
ω_K	3.912	3.912	3.912
P_{phkc} [kN]	95.11	95.11	95.114
P_{phknc} [kN]	195.84	195.84	195.84
P_{phk} [kN]	95.11	95.11	95.114
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	oui	oui	non
P_{phkb} [kN/m]	160.17	160.17	
ΔP_{ahk} [kN/m]	42.79	46.49	
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]	74.33	80.77	
Vérification $B_{hktotd} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$	oui	oui	

Tableau IV.10 : L'influence de rugosité de mur

État de surface du parement	Angle de frottement sol-mur
Surfaces très lisses ou lubrifiées	$\delta = 0$
Surface peu rugueuse (béton lisse, béton traité).....	$\delta = \frac{1}{3} \varphi$
Surface rugueuse (béton, béton projeté, maçonnerie, acier).....	$\delta = \frac{2}{3} \varphi$
Murs caissons.....	$\delta \geq \frac{2}{3} \varphi$
Parements fictifs inclinés des murs cantilever	$\delta = \varphi$

Tableau IV.11. Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement

Note : Dans tous les cas courants de murs rugueux en béton ou en maçonnerie, la valeur de $2/3$ est celle à retenir

f) L'influence de distance entre l'ancrage et la tête de paroi

Pour; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c=0$ $q=20 \text{ kN/m}^2$ $b_t=0.25 \text{ m}$ $a_t=2.70 \text{ m}$ $f=1.5 \text{ m}$

$\varphi = 30^\circ$ $z=5\text{m}$ $\gamma_G=1.2$ $\gamma_{Re}=1.3$ $\delta=2/3\varphi$

$K_a=0.279$

Même si la valeur a (distance entre l'ancrage et la tête de paroi) n'affecte pas la pressions de poussée.

Cependant, cela affecte la force de butée en la réduisant, et avec une augmentation de la valeur de la force d'ancrage et contribue à améliorer la stabilité du mur, comme se démarque le tableau :

a [m]	a=0.8 m	a=1 m	a=1.1 m
P_{ah} [kN/m]	90.67	90.67	90.67
B_{hk} [kN /m ²]	25.78	23.13	18.57
B_{hd} [kN/m]	83.53	74.94	60.18
A_{ghk} [kN]	175.21	182.36	194.66
ω_R	2.63	2.63	2.63
ω_K	3.55	3.55	3.55
P_{phkc} [kN]	79.97	79.97	79.97
P_{phknc} [kN]	195.84	195.84	195.84
P_{phk} [kN]	79.97	79.97	79.97
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	non	non	oui
P_{phkb} [kN /m]			160.17
ΔP_{ahk} [kN/m]			51.68
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]			84.31
Vérification $B_{hktot} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$			oui

Tableau IV.12 : L'influence de distance entre l'ancrage et la tête de paroi.

g) L'influence de longueur de la fiche

Pour; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c = 0$ $q = 20 \text{ kN}$ $b_t = 0.25 \text{ m}$ $a_t = 2.70 \text{ m}$ $a = 0.7 \text{ m}$

$\varphi = 30^\circ$ $z = 5 \text{ m}$ $\gamma_G = 1.2$ $\gamma_{Re} = 1.3$ $\delta = 2/3 \varphi$

$K_a = 0.279$

La longueur de la fiche est le facteur le plus important dans la stabilité du mur car c'est le facteur le plus contrôlable pour atteindre la valeur nécessaire en gardant toutes les autres variables constantes (la taille du terrain ou les propriétés du sol ne peuvent pas être modifiées). L'augmentation progressive de la longueur du mur comme indiqué dans le tableau nous amène à la meilleure profondeur du mur afin d'atteindre les conditions nécessaires à la stabilité.

La fiche f [m]	f=1.5 m	f=1.6 m	f= 1.7 m	f=1.8 m
P_{ah} [kN/m]	90.67	90.67	90.67	90.67
B_{hk} [kN /m ²]	27.03	26.72	26.42	26.12
B_{hd} [kN/m]	87.57	86.57	85.60	84.64
A_{ghk} [kN]	171.84	172.67	173.48	174.28
ω_R	2.63	2.55	2.47	2.40
ω_K	3.55	3.43	3.33	3.24
P_{phkc} [kN]	79.9	94.03	109.46	126.31
P_{phknc} [kN]	195.84	222.83	251.55	282.02
P_{phk} [kN]	79.97	94.03	109.46	126.31
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	non	non	non	oui
P_{phkb} [kN /m]				230.6
ΔP_{ahk} [kN/m]				63.37
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]				107.40
Vérification $B_{hktot} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$				oui

Tableau IV.13 : L'influence de longueur de la fiche.

h) L'influence de distance entre les profilés

Pour; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c=0$ $q=15 \text{ kN}$ $b_t=0.25 \text{ m}$ $f=1.5 \text{ m}$

$\varphi=30^\circ$ $z=5\text{m}$ $\gamma_G=1.2$ $\gamma_{Re}=1.3$ $\delta=2/3$ φ $a=1\text{m}$

Connaître la distance entre les profilées nous fournit le nombre de profilées utilisés dans la paroi.

Le contrôle de la valeur d'at donne à l'ingénieur le pouvoir de contrôler le facteur économique le plus important dans la construction. Lorsque la distance entre les axes augmente, le nombre total de profils diminue.

Le tableau montre comment atteindre la distance la plus élevée possible entre les profilés tout en maintenant la stabilité de la structure.

a_t [kN]	$a_t=2.7 \text{ m}$	$a_t=2.5 \text{ m}$	$a_t=2.3 \text{ m}$
P_{ah} [kN/m ²]	83.70	83.70	83.70
B_{hk} [kN/m ²]	21.35	21.35	21.35
B_{hd} [kN/m]	69.18	64.05	58.93
A_{ghk} [kN]	168.33	155.86	143.39
ω_R	2.63	2.63	2.63
ω_K	3.55	3.55	3.55
P_{phkc} [kN]	79.97	79.97	79.97
P_{phknc} [kN]	195.84	182.40	168.95
P_{phk} [kN]	79.97	79.97	79.97
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	non	non	oui
P_{phkb} [kN /m]			160.17
ΔP_{ahk} [kN/m]			49.59
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]			85.13
Vérification $B_{hktot} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$			oui

Tableau IV.14 : L'influence de distance entre les profilés

i) L'influence largeur des profilés

Pour; $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $c = 0$ $q = 12 \text{ kN}$ $b_t = 0.25 \text{ m}$ $f = 1.5 \text{ m}$

$\varphi = 30^\circ$ $z = 5 \text{ m}$ $\gamma_G = 1.2$ $\gamma_{Re} = 1.3$ $\delta = 2/3$ φ $a = 1 \text{ m}$

Un facteur important et contrôlable est la largeur des profilés. Cela contribue directement à connaître le type de profilé à utiliser et ces caractéristiques pour le projet.

Et comme le montre le tableau ci-dessous, l'augmentation de la largeur contribue à améliorer la stabilité de la paroi et à atteindre les conditions de sécurité.

b_t [m]	$b_t = 0.23 \text{ m}$	$b_t = 0.24 \text{ m}$	$b_t = 0.25 \text{ m}$
P_{ah} [kN/m^2]	79.51	79.51	79.51
B_{hk} [kN/m^2]	20.28	20.28	20.28
B_{hd} [kN/m]	60.85	60.85	60.85
A_{ghk} [kN]	148.07	148.07	148.07
ω_R	2.52	2.58	2.63
ω_K	3.40	3.48	3.55
P_{phkc} [kN]	76.76	78.39	79.97
P_{phknc} [kN]	181.25	181.82	182.40
P_{phk} [kN]	76.76	78.39	79.97
Vérification $B_{hd} < P_{phk} / \gamma_{Re}$	non	non	oui
P_{phkb} [kN/m]			160.17
ΔP_{ahk} [kN/m]			48.33
$B_{h,k,tot}$ [kN/m]			82.34
Vérification $B_{hktotd} \leq P_{phkb} / \gamma_{Re}$			oui

Tableau IV.15 : L'influence de largeur des profilés

Observation

Il y a beaucoup de facteurs qui contrôlent le dimensionnement des parois Berlinoises. Certains d'entre eux sont spécifiques au sol, tels que l'angle de frottement interne, cohésion de sol, le poids volumique de terre ...etc. Et d'autres liés au mur, comme la hauteur, qui est liée à la profondeur d'excavation requise dans le projet, et c'est un paramètre sensible qui est également soumis aux conditions du projet.

Et il y a d'autres facteurs que nous pouvons contrôler pour trouver la meilleure solution pour construire le mur tout en maintenant les paramètres de sécurité et la stabilité de l'ouvrage, ainsi qu'en rationalisant la consommation du budget économique.

Parmi les facteurs les plus importants à noter figurent la longueur de la fiche. Par exemple, il n'est pas possible d'utiliser une fiche longue dans le cas où il y a une nappe phréatique qui est proche de la construction (la paroi doit mesurer au moins un demi-mètre haut de la nappe phréatique).

Ainsi que la distance entre les profilés et la largeur de chaque profilé, où l'ingénieur essaie, à l'aide du programme, d'atteindre le moindre nombre de profilés possible avec l'épaisseur la plus faible possible afin qu'il soit suffisant pour construire le mur avec la meilleure utilisation des ressources disponibles.

Conclusions générales

Il existe de nombreux et différents ouvrages de soutènements et ils remplissent tous le même objectif, mais leur fonctionnement diffère. L'objectif d'un bon ingénieur reste d'atteindre la mise en œuvre du projet de la meilleure manière possible, le plus rapidement et le moins coûteux, tout en remplissant efficacement l'objectif.

Dans ce projet de recherche, nous avons discuté des différentes murs, écrans de soutènements et de leurs techniques de calcul avec une étude approfondie des parois Berlinoises.

Les paroi Berlinoise est considéré comme l'un des murs les moins chers, il peut donc être l'un des premiers murs que l'ingénieur vérifie la possibilité de l'utiliser, en particulier dans les zones ne pouvant pas être exploitées de manière plus large les surfaces de terrains en particulier dans les zones urbaines et ne contenant pas une nappe phréatique.

Afin de calculer les forces affectant les murs et leur résistance, nous utilisons plusieurs méthodes classiques et autres méthodes empiriques. Les calculs ont été effectués avec de nombreuses variables dans les propriétés du sol et le type de mur.

Ce travail s'appuie notamment sur l'étude des parois Berlinoises, leur mode opératoire et leurs domaines d'utilisation, de leur dimensionnement et leur stabilité.

Déférentes études paramétriques sur le dimensionnement et la stabilité des parois Berlinoises auto-stables et ancrés ont été réalisées. Une tentative modeste de programmer la méthode de calcul des parois Berlinoise autostables et ancrés a été réalisé avec le langage PYTHON.

REFERENCES

- [1] : <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/calcul-et-suivi-d-ouvrages-geotechniques-42219210/murs-et-ecrans-de-soutenement-c244/differents-types-d-ouvrages-de-soutenement-c244v2niv10001.html>
- [2] : <https://www.lamaisonsaintgobain.fr/jardin-terrasse/conseils/amenager-espace-exterieur/construire-un-mur-de-soutenement-6-regles-d-or-pour-faire-le-poids>
- [3] : Messaoudi_Chaima biskra. Etude de stabilité du talus
- [4] :https://www.researchgate.net/publication/329990766_Dimensionnement_des_ecrans_de_soutenement
- [5] : <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/calcul-et-suivi-d-ouvrages-geotechniques-42219210/murs-et-ecrans-de-soutenement-c244/ecrans-de-soutenement-c244v2niv10006.html>
- [6] : <https://www.soleffi.fr/metiers/soutenements-provisoires-et-definitifs/micro-berlinoise/>
- [7] : <https://www.mur-soutenement.com/guides/bien-distinguer-les-differents-types-de-mur-de-soutenement/>
- [8] : <https://www.grimaud-fondations.fr/metiers/soutenement/parois-luteciennes/>
- [9] : LCPC, Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en parois composites
- [10] : <https://www.keller-algerie.com/expertise/techniques/parois-moulees-et-barrettes>
- [11] : Mémoire ANALYSE DE LA STABILITE DES PAROIS MOULEES
SAIDI, Mohamed Larbi (Université 08 MAI 1945 Guelma, 2022-06)
- [12] : <https://www.soltechnic.com/activites/142-soutenement-des-terres>.
- [13] : A l i B o u a f i a (2 0 1 8) ; Calcul des ouvrages géotechniques
- [14] : la norme NF P 94 282 Fixot, J., Analyse comparative sur les écrans de soutènement. Génie civil, 2013
- [15] : <https://www.rapport-gratuit.com/geotextiles-et-produits-apparentes/>
- [16] : Rapport technique / domaine des travaux spéciaux Contenu : Parois berlinoises ; Chantier : Le Frison Roche à Verbier Rédaction : Carrupt Mathias / Etudiant ETC 3 / 1700 Fribourg Date : Janvier 2011
- [17] : Abdellatif Mohamed , kerrouche Akram Contribution à l'Etude des Murs de Soutènement Gabion Renforcés par des Géogrilles mémoire de master Génie Géotechnique Université Dr. Yahia Farès de MEDEA
- [18] : Parois berlinoises de type 1 : blindage mis en place en cours d'excavation
Publication : juillet 2012

- [19] : <https://www.soletanche-bachy.com/fr/solutions/techniques/soutenement/tirant-dancrage>
- [20] : BOUGUERRA AMAR MAGROUD BRAHIM , Conception et calcul de mur de soutènement en zone sismique : mémoire de master univ Guelma
- [21] : NAHALI LOTFI ; ANALYSE DE LA STABILITÉ DES ÉCRANS DE SOUTÈNEMENT. Mémoire de master univ guelma
- [22] : Mazindrani, Z.H., and Ganjali, M.H. 1997. Lateral earth pressure problem of cohesive backfill with inclined surface. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(2): 110-112.
- [23] : La norme tchécoslovaque ČSN 730037 "Zemní tlaky na stavební konstrukce" (Pressions des terres agissantes sur la structure), Český normalizační institut (L'Institut national de normalisation) , 1992, Prague.
- [24] : M.BIETH Emmanuel ENTPE Cours de Mécanique des sols appliquée
Murs de soutènement
- [25] : <https://www.cfms-sols.org/sites/default/files/CNJOG-enardSolidevpublication.pdf>
- [26] : https://www.doc-developpement-durable.org/file/Construction-Maisons_et_routes/Fondations%20profondes&pieux.pdf
- [27] : Ayad GHOZLANE ; Renforcement D'un talus rocheux , naturel fracturé , par tirant d'ancrages ; mémoire de maser univ BADJI MOKHTAR - ANNABA
- [28] : Grundbau und Bodenmechanik Übung Trägerbohlwand 1. O
Trägerbohlwand. Inhaltsverzeichnis

Annexe : Programme de calcul a l'aide de langage PYTHON

```
from sys import *
from math import *
import numpy as np
from scipy import interpolate

q= . #kN
c=
c2= .
Ka=
Ka2=Ka
Kc= .
Kc2= .
z= #m
f= #m
gamma= #kN/m**3
gamma2=
Kph1=
Kph2=
phi= #m
a= #m
at= #m
bt= #m
# La force de compression totale de la terre jusqu'à z commentaire

P=0.5*Ka*(2*q+z*gamma)*z-Kc*c*z
print(" résultant ",P)

# Déplacement de la pression des terres jusqu'au fond de
fouille      commentaire

#if b > a:
a0z=a/z
if a0z < 0.1:
    Ei=P/(2*z)
    Es=P/(2*z)
elif a0z <= 0.2 and a/z > 0.1:
    Ei=P/(1.25*z)
    Es=P/(0.833*z)
elif a0z <=0.3 and a/z > 0.2:
    Ei=P/(1.5*z)
    Es=P/(0.75*z)
```

```

print("Ei =",Ei,"kN/m**2","Es =",Es,"kN/m**2")

# Vérification de la sécurité devant les poutres
individuelles      commentaire
# Détermination des forces d'appui : somme des moments autour de la position
des ancrages la somme des memments commentaire

Bhk=(Ei*z*0.5*(0.75*z-a)+Es*z*0.5*(0.25*z-a))/(0.6*f+z-a)

print("Bhk =",Bhk,"kN/m")

#Équilibre horizontal:

gammaG=1.2
#Valeur de calcul des sollicitations      commentaire
Bhka=Bhk*at

Bhd=Bhka*gammaG

print("Bhd =",Bhd,"kN")

Agh=(P-Bhk)*at

print("Agh =",Agh,"kN")

#Détermination des résistances de terre      commentaire
#Les forces de résistance de la terre ne se chevauchent pas      commentaire
wR=
wK=
print("wR =",wR,"kN")
print("wK =",wK,"kN")

Pphkc=0.5*gamma*wR*(f**3)+c*wK*(f**2)

print("Pphkc =",Pphkc,"kN")

#Les forces de résistance de la terre se recoupent      commentaire

Pphknc=0.5*gamma*f**2*(Kph2*bt+Kph1*(at-bt)+2*c2*at*f*(Kph2**0.5))

print("Pphknc =",Pphknc,"kN")

Pphk=min(Pphkc,Pphknc)

print("Pphk =",Pphk,"kN")

gammare=1.3

```

```

Pphkog=Pphk/gammare

if Pphkog < Bhd:
    print("ERROR: Pphkog < Bhd      Preuve non remplie")
    sys.exit()
elif Pphkog >= Bhd:
    print("rusult Ephkog >=Bhd      Preuve remplie")

#Vérification de l'équilibre horizontal      commentaire
Kph3=7.91
Pphkb=0.5*(f**2*gamma*Kph3)

print("Pphkb =",Pphkb,"kN")

#La pression de terre active agissant sous le fond de fouille
est      commentaire

DeltaPahkb=0.5*f*( gamma*Ka*z + gamma2*Ka2*(f+z) + q*Ka + q*Ka2 - c*Kc -
Kc2*c2      )

print("DeltaPahkb =",DeltaPahkb,"kN/m")

Bhdtot=gammaG*(Bhk+DeltaPahkb)

print("Bhdtot =",Bhdtot,"kN/m")

Pphkbog=Pphkb/gammare

if Pphkbog < Bhdtot:
    print("ERROR: La preuve de l'équilibre horizontal n'est pas satisfaite")
    sys.exit()
elif Pphkbog >= Bhdtot:
    print("La vérification de l'équilibre horizontal est satisfaite")

#Vérification de l'équilibre vertical
Pav=P*at*tan(2.*phi*(pi/180.)/3.)

print("Pav =",Pav,"kN")

Av=Agh*tan(20.*(pi/180.))

print("Av =",Av,"kN")

#Pour le poids propre des poutres et des madriers, on applique une force de G
= 10 kN. On obtient ainsi la valeur de calcul des actions
G=10 #kN
Vd=gammaG*(Pav+Av+q)

```

```

print("Vd =",Vd,"kN")

Ab=      #m
qc=      #kN/m**2
qbk=     *1000.
qsk=
Rbk=Ab**2*qbk*pi/4

print("Rbk =",Rbk,"kN")

Rsk=     #kN
Rck=Rbk+Rsk

print("Rck =",Rck,"kN")

gammaT= 1.4
Rkog=Rck /gammaT

if Vd > Rkog:
    print("ERROR: Vd > Rkog Preuve non remplie ",Vd,">",Rkog)
    exit()
elif Vd<= Rkog:    print(" vérification d'équilibre vertical remplie ")

```