

INTERACTION SOL-STRUCTURE DANS LE DOMAINE DES TRANCHÉES COUVERTES

THÈSE N° 3714 (2007)

PRÉSENTÉE LE 19 JANVIER 2007

À LA FACULTÉ DE L'ENVIRONNEMENT NATUREL, ARCHITECTURAL ET CONSTRUIT

Laboratoire de construction en béton

SECTION DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENTION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES

PAR

Sylvain PLUMEY

ingénieur civil diplômé EPF
de nationalité suisse et originaire de Grandfontaine (JU)

acceptée sur proposition du jury:

Prof. M. Hirt, président du jury
Prof. A. Muttoni, Prof. L. Vulliet, directeurs de thèse
Dr B. Houriet, rapporteur
Dr J. Jacquemoud, rapporteur
Dr V. Labiouse, rapporteur



ÉCOLE POLYTECHNIQUE
FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Lausanne, EPFL

2007

A mes parents,

A Lucine,

Préface

Les tunnels exécutés à ciel ouvert connaissent un succès croissant dans les pays avancés à forte densité de population, en grande partie en raison d'une volonté grandissante de préserver l'environnement naturel et construit des nuisances qu'entraîne inévitablement une infrastructure routière ou ferroviaire.

Le comportement mécanique de ces ouvrages dépend de l'interaction entre la structure, généralement en béton armé, et le sol, le remblai en particulier, qui collaborent pour reprendre les charges. Leur analyse fait donc appel à l'ingénierie des structures et à la mécanique des sols, deux domaines du génie civil séparés historiquement qui suivent parfois des approches très différentes. En partie pour cette raison, et malgré l'importance économique du problème, les connaissances théoriques sur le comportement des tranchées couvertes sont aujourd'hui encore limitées et lacunaires. Ceci est particulièrement vrai pour ce qui concerne l'état limite ultime de ces structures qui reste mal défini. En outre, les méthodes d'analyse et de dimensionnement utilisées par les ingénieurs sont encore basées sur l'expérience acquise pour des structures ayant un comportement sensiblement différent.

La thèse de M. Plumey traite plusieurs aspects importants de la conception, du comportement, de l'analyse et du dimensionnement des tranchées couvertes. La partie théorique présente plusieurs aspects originaux traités de façon innovante et systématique. Les résultats sont très intéressants et permettent d'éclaircir pour la première fois plusieurs problèmes difficiles liés à l'interaction de deux éléments distincts caractérisés par comportements fortement non linéaires. Il s'agit d'une contribution importante qui va sans doute influencer la pratique dans le domaine de ces ouvrages.

Je tiens ici encore à remercier mon collègue le Prof. Laurent Vulliet qui a co-dirigé cette thèse, le Dr Vincent Labiouse qui l'a suivie dès le début, les autres rapporteurs et le Groupe de Travail «Recherche en matière de ponts » de l'Office Fédéral des Routes qui a soutenu ce projet de recherche.

Lausanne, décembre 2006

Prof. Dr Aurelio Muttoni

Remerciements

Une thèse est un travail de longue haleine qui n'aurait pas été possible sans le soutien de nombreuses personnes que je tiens à remercier ici sincèrement.

Mes remerciements vont tout d'abord au Prof. A. Muttoni qui m'a offert de faire une thèse et qui la dirige durant ces cinq années passées à l'IS-BETON. Je le remercie surtout pour sa grande disponibilité, sa capacité et sa volonté à partager ses connaissances et ses conseils toujours pertinents.

Le professeur L. Vulliet, qui a co-dirigé la thèse, et le Dr V. Labiouse ont suivi de près la progression de mon travail et y ont apporté à de nombreuses reprises le regard du géotechnicien. Je leur en suis très reconnaissant.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude aux membres du jury pour leur lecture critique du manuscrit et pour leurs remarques très constructives qui ont, j'en suis sûr, enrichi la thèse de manière significative.

Je remercie aussi le Dr O. Burdet pour ses nombreux conseils techniques et pratiques et le Dr M. Fenández Ruiz pour ses conseils et pour son aide précieuse lors de l'établissement des modèles Ansys.

Cette recherche n'aurait pas été possible sans le soutien financier de l'Office Fédéral des Routes. Je remercie en particulier les membres de la commission d'accompagnement du groupe de travail de l'OFROU « Recherche en matière de ponts » pour leurs remarques pertinentes qui ont contribué à rapprocher la thèse des attentes de la pratique.

La réalisation des essais en laboratoire a nécessité l'engagement d'une bonne partie de l'équipe de la halle. Je remercie en particulier Gilles Guignet, Sylvain Demierre, Roland Gysler et François Perrin avec qui j'ai travaillé étroitement.

Le travail expérimental n'aurait pas été mené à bien sans le concours de deux étudiants, tous deux espagnols. Au cours de leur séjour linguistique dans mon bureau, Elisa Lafuente Hernandez et Juan Bardales ont réalisé en grande partie le travail de laboratoire. Je les remercie pour leur aide essentielle.

Durant ces années, j'ai également profité d'un environnement de travail très agréable. Je tiens à exprimer ma reconnaissance à tous mes collègues, actuels et anciens, ainsi qu'à mes amis à l'EPFL pour les bons moments passés.

Une pensée va naturellement aussi à tous mes amis extra-EPFL qui ont contribué de manière essentielle au maintien d'une vie, pas toujours saine, mais équilibrée.

Je tiens finalement à remercier ma famille, mon frère et mes parents en particulier. Sans vous, rien de tous ceci n'aurait été possible. Toi maman, en me transmettant ton goût des maths, et toi papa, en te montrant si passionné, vous avez grandement contribué à ce que j'emprunte cette voie.

Et toi Lucine, je te suis à jamais reconnaissant pour ton soutien quotidien, même dans les moments de doute, et pour ces belles années passées à tes côtés.

Résumé

La recherche effectuée sur les tranchées couvertes, ou tunnels exécutés à ciel ouvert, apporte une contribution théorique à la compréhension du comportement de ces ouvrages jusqu'à l'état limite ultime.

Une méthode simplifiée inspirée de la méthode convergence-confinement est développée puis appliquée systématiquement à plusieurs cas représentatifs des situations rencontrées en pratique. Cette méthode, basée sur le mécanisme de rupture de la structure, donne une solution approchée de l'état d'équilibre entre le sol et la structure. A ce titre, elle constitue un outil de conception car elle facilite la compréhension des mécanismes d'interaction sol-structure complexes caractéristiques de ces ouvrages.

Le comportement du sol en interaction avec la structure est caractérisé typiquement par deux phases principales. La phase élastique est suivie par la plastification progressive de certaines zones du sol jusqu'à former un mécanisme plastique (phase plastique). Selon la géométrie et les matériaux, la structure profite alors plus ou moins favorablement de la contribution du sol à la reprise des charges.

La conclusion principale de ce travail est la mise en évidence de plusieurs régimes de comportement. Trois régimes principaux d'un intérêt pratique particulier, définis principalement par la phase de comportement du sol déterminante pour la structure, sont mis en évidence : sol élastique, sol élasto-plastique et sol complètement plastifié. L'identification du régime permet alors de concevoir efficacement la structure et renseigne sur les éléments importants à considérer lors du calcul et du dimensionnement.

La théorie de la plasticité (borne supérieure) a été utilisée pour étudier le comportement à l'état limite ultime de deux systèmes sol-structure : la fondation superficielle infiniment longue sous charge centrée et la paroi latérale d'une tranchée couverte cadre en construction. Cette étude met clairement en évidence l'effet favorable ou défavorable que peut avoir l'interaction sol-structure sur la ruine de tels systèmes. La considération de la cinématique de rupture probable de la structure (par défaillance interne) est alors indispensable à une représentation correcte de l'état limite ultime.

Un nouveau format de sécurité compatible avec la nouvelle génération de normes SIA est proposé pour définir l'état limite ultime de la structure lors de l'utilisation de la méthode aux éléments finis. Ce format uniformise et clarifie la procédure de dimensionnement de ces structures.

La recherche a aussi montré que la ductilité de la structure joue un rôle prépondérant pour garantir ou non l'exploitation des réserves de capacité offertes par le sol.

Plusieurs limites de ductilité critiques pour les tranchées couvertes sont mises en évidence.

Pour les tranchées couvertes de type cadre, la capacité de déformation de la dalle supérieure est très faible si aucun étrier n'est disposé dans les zones fortement sollicitées à l'effort tranchant. La mise en place d'une armature d'effort tranchant est recommandée.

Pour les tranchées couvertes de type voûte, le phénomène d'éclatement du béton d'enrobage peut limiter la capacité de déformation de la structure. Des essais réalisés en

laboratoire dans le cadre de cette étude ont montré que la résistance à ce phénomène était influencée négativement par les déformations plastiques de l'armature et par la présence de joints de recouvrement. La vérification de ce phénomène par la norme SIA 262 (2003) est jugée insuffisante.

Le calcul de ces structures avec de grandes redistributions plastiques n'est alors possible que sous certaines conditions garantissant une ductilité suffisante.

Mots-clefs : tranchée couverte, tunnel exécuté à ciel ouvert, structure, sol, remblai, compactage, interaction sol-structure, compatibilité, méthode convergence-confinement, béton armé, ductilité, effort tranchant, éclatement de l'enrobage, essai, format de sécurité, conception, dimensionnement,

Zusammenfassung

Die auf dem Gebiet der Tagbautunnel durchgeführte Forschung leistet einen theoretischen Beitrag zum Verständnis des Verhaltens dieser Bauwerke bis zum Grenzzustand der Tragsicherheit.

Eine vereinfachte Methode, inspiriert von der Kennlinien-Methode, wird entwickelt und dann auf mehrere Fälle systematisch angewandt, die in der Praxis angetroffen werden. Diese Methode, die auf dem Bruchmechanismus des Tragwerks basiert, ergibt eine Näherungslösung des Gleichgewichtszustands zwischen Bauwerk und Boden. Unter diesem Blickwinkel stellt sie ein Entwurfswerkzeug dar, da sie das Verständnis von komplexen Interaktionsmechanismen zwischen Bauwerk und Boden, die charakteristisch für Tagbautunnel sind, erleichtert.

Das Bodenverhalten im Zusammenspiel mit dem Tragwerk wird typischerweise durch zwei Hauptphasen charakterisiert. Der elastischen Phase folgt die progressive Plastifizierung gewisser Bodenbereiche, bis zur Bildung eines plastischen Mechanismus (plastische Phase). Je nach Geometrie und Materialien profitiert das Tragwerk dann mehr oder minder günstig vom Beitrag des Bodens zur Lastabtragung.

Die wichtigste Schlussfolgerung dieser Arbeit ist der Nachweis der Existenz von mehreren Regimes des Verhaltens. Drei Hauptregimes von besonderem praktischen Interesse, definiert vor allem durch die Verhaltensphase des Bodens, die sich auf das Tragwerk auswirkt, werden aufgezeigt: elastischer Boden, elasto-plastischer Boden und vollständig plastifizierter Boden. Die Identifizierung des Regimes erlaubt daher den effizienten Entwurf des Tragwerks und gibt Hinweise zu den wichtigen Elementen, die bei der Berechnung und der Bemessung berücksichtigt werden müssen.

Die Plastizitätstheorie (oberer Grenzwert) wird verwendet, um das Verhalten im Grenzzustand der Tragsicherheit von zwei Boden-Struktur Systemen zu untersuchen: die unendlich lange oberflächliche Gründung unter zentrierter Last und die Seitenwand eines rahmenartigen Tagbautunnel im Bauzustand. Diese Studie hebt deutlich die günstige oder ungünstige Wirkung hervor, die die Boden-Struktur Interaktion auf dem Versagen solcher Systeme haben kann. Die Betrachtung der Bruchkinematik der Struktur (durch internes Versagen) ist dann unentbehrlich für eine wirklichkeitsnahe Darstellung des Grenzzustandes der Tragsicherheit.

Ein neues, mit der neuen Normengeneration SIA kompatibles Sicherheitsformat wird vorgeschlagen, um den Grenzzustand der Tragsicherheit des Tragwerks bei Verwendung der Finiten-Elemente-Methode zu definieren. Dieses Format vereinheitlicht und klarifiziert die Bemessungsprozedur dieser Tragwerke.

Die Forschung hat auch gezeigt, dass die Duktilität des Tragwerks eine vornehmliche Rolle spielt bei der möglichen oder nicht möglichen Ausnutzung der Reserven des Bodens. Mehrere kritische Duktilitätsgrenzen für Tagbautunnel werden herausgestellt.

Für rahmenartige Tagbautunnel fällt die Verformungskapazität der oberen Platte sehr gering aus, wenn keine Bügel in den Bereichen starker Querkraft angebracht werden.

Bei gewölbartigen Tagbautunneln kann das Phänomen des Abplatzen des Überdeckungsbetons die Verformbarkeit des Tragwerks beschränken. Eigene Laborversuche haben gezeigt, dass der Widerstand gegen dieses Phänomen durch

plastische Verformungen der Bewehrung und die Präsenz von Übergreifungsstössen negativ beeinflusst wird. Die Norm SIA 262 (2003) wird als unzureichend eingestuft.

Die Berechnung dieser Tragwerke unter grossen plastischen Umlagerungen ist dann nur unter Einhaltung gewisser Bedingungen betreffend konstruktive Durchbildung, die eine ausreichende Duktilität garantieren, möglich

Stichwörter : Tagbautunnel, Tragwerk, Boden, Aufschüttung, Verdichtung, Tragwerk-Baugrund Interaktion, Verträglichkeit, Kennlinien Methode, Stahlbeton, Duktilität, Querkraft, Abplatzung der Betonüberdeckung, Versuch, Sicherheitsformat, Entwurf, Bemessung,

Summary

The present research on cut-and-cover tunnels gives a theoretical contribution to the understanding of the behaviour of these structures up to their ultimate limit state.

A simplified method inspired on the convergence-confinement method is investigated and applied systematically to several practical cases. This method, based on the failure mode of the structure, gives an approximate solution of the equilibrium between the soil and the structure. It enables a better understanding of the complex soil-structure mechanisms, typical of these constructions, constituting in this way a design tool.

The behaviour of the soil which interacts with the structure comprises typically two main phases. The elastic phase is followed by the progressive yielding of parts of the soil until a plastic mechanism is formed (plastic phase). Depending on the geometrical and the mechanical parameters, the structure takes more or less advantage of the soil contribution in carrying the loads.

The main conclusion of this work is the demonstration of the existence of different modes of behaviour. Three main modes of practical interest, defined mainly by the phase of the soil governing the structural behaviour, are distinguished : elastic soil, elasto-plastic soil and completely plasticized soil. The identification of the mode then enables an efficient design and analysis of the structure.

The theory of plasticity (upper bound) was applied to two soil-structure systems, a surface strip footing submitted to a centred load and a lateral wall of a frame-type cut-and-cover tunnel under construction, aiming at studying their behaviour at the ultimate limit state. This study clearly emphasizes the favourable or unfavourable role played by the soil-structure interaction in the collapse of such structural systems. A proper consideration of the structure failure kinematics is thus fundamental to a proper representation of the ultimate limit state.

A new safety format is proposed to define the ultimate limit state when the finite element method is used. This safety format is compatible with the new SIA codes of practice and clarifies the structural design procedure.

The research also showed that the structure's ductility plays a major role in the development of the structural soil capacity. Several ductility limits are emphasized for cut-and-cover tunnels.

For frame structures, the deformation capacity of the top slab is very small if no shear reinforcement is provided in the zones of significant shear forces. Stirrups are thus recommended in these structures.

For arch structures, the spalling of the concrete cover can limit the deformation capacity of the structure. Experimental tests performed within this research showed that this phenomenon was affected negatively by plastic deformations of the steel reinforcement and by reinforcement splices and anchorages. SIA 262 (2003) code of practice design criterion is judged insufficient.

The structural design of cut-and-cover tunnels with important plastic redistributions is thus possible only if certain ductility conditions are fulfilled.

Keywords : cut-and-cover tunnel, structure, soil, backfill, compaction, soil-structure interaction, compatibility, convergence-confinement method, reinforced concrete, ductility, shear, spalling of concrete cover, test, safety format, conceptual design, dimensioning

Table des matières

Préface	i
Remerciements.....	iii
Résumé, Zusammenfassung, Summary	v
Table des matières	xi
Notations.....	xv
1 Introduction.....	1
2 Comportement de la structure.....	3
2.1 Choix de la forme de la section transversale	3
2.1.1 Forme idéale théorique d'une structure enterrée.....	3
2.1.2 Sections transversales réelles	10
2.2 Eléments de structure rectilignes principalement fléchis	14
2.2.1 Mode de reprise des charges	15
2.2.2 Résistance à l'effort tranchant des éléments sans étriers	18
2.2.3 Capacité de rotation des éléments sans étriers	22
2.2.4 Conséquences du manque de ductilité sur le comportement structural.....	24
2.3 Particularités des éléments courbes fléchis.....	29
2.3.1 Description générale du phénomène	29
2.3.2 Essais existants.....	31
2.3.3 Modèles théoriques et empiriques existants.....	32
2.3.4 Campagne d'essais.....	34
2.3.5 Développement d'un modèle théorique	39
2.3.6 Comparaison avec la SIA 262.....	40
2.4 Synthèse	40
3 Interaction sol-structure	43
3.1 Etat de la question.....	43
3.2 Perception et interprétation de l'interaction sol-structure dans les domaines concernés	43
3.2.1 Ouvrages de soutènement	44
3.2.2 Conduites enterrées	50
3.2.3 Tunnels creusés à faible profondeur	54
3.2.4 Tunnels creusés dans la roche à grande profondeur.....	57
3.3 Recherches effectuées dans le domaine des tranchées couvertes	59
3.3.1 Recherche de Kovári et Tisa	59
3.3.2 Autres recherches.....	61
3.4 Pratique actuelle en Suisse dans le domaine des tranchées couvertes.....	62

3.4.1	Méthode aux modules de réaction.....	62
3.4.2	Méthodes aux éléments finis	64
3.5	Aspects normatifs	64
3.6	Synthèse et besoins actuels	65
4	Application de la théorie de la plasticité aux systèmes sol-structure.....	67
4.1	But	67
4.2	Matériaux	67
4.3	Rappel des théorèmes principaux de la théorie de la plasticité.....	70
4.4	Fondation superficielle.....	71
4.4.1	Sol purement cohésif non pesant.....	71
4.4.2	Sol purement cohésif pesant.....	77
4.4.3	Sol frottant sans cohésion.....	78
4.4.4	Cas général	87
4.4.5	Conclusions	87
4.5	Paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre en construction	88
4.5.1	Solutions existantes	89
4.5.2	Proposition d'un mécanisme admissible	93
4.5.3	Comparaison avec l'état actif de Rankine dans le sol	97
4.5.4	Validation du mécanisme proposé	99
4.5.5	Conclusions	105
4.6	Limitations	106
5	Comportement des tranchées couvertes : approche théorique	107
5.1	Introduction	107
5.2	Méthode proposée	107
5.2.1	Principe et hypothèses	107
5.2.2	Limites de la démarche	110
5.2.3	Matériaux	114
5.2.4	Calcul des courbes caractéristiques.....	117
5.3	Tranchées couvertes de type cadre.....	120
5.3.1	Paroi latérale.....	120
5.3.2	Dalle supérieure.....	135
5.4	Tranchées couvertes de type voûte.....	139
5.4.1	Chargement symétrique.....	139
5.4.2	Chargement asymétrique.....	153
5.5	Radiers.....	157
5.6	Enseignements principaux.....	161
5.6.1	Effets de voûte, zones actives et zones de résistance	161
5.6.2	Régimes de comportement	162
5.6.3	Analogie avec les ponts – déformations imposées et charges appliquées.....	165

6	Dimensionnement à l'état limite ultime et recommandations	167
6.1	Définition de l'état limite ultime	167
6.1.1	Remarques préliminaires.....	167
6.1.2	Formats actuels	167
6.1.3	Proposition d'un nouveau format.....	168
6.1.4	Exemples et comparaison.....	173
6.2	Recommandations.....	175
6.2.1	Conception	175
6.2.2	Calcul	176
7	Conclusions et travaux futurs	183
	Références bibliographiques.....	189
	Annexes	
A	Eléments fléchis avec étriers	
B	Eclatement de l'enrobage (éléments courbes fléchis)	
C	Pratique actuelle en Suisse dans le domaine des tranchées couvertes	
D	Normes actuelles et formats de sécurité	
E	Limitations de la méthode aux modules de réaction	
F	Application de la théorie de la plasticité aux systèmes sol-structure	
	Curriculum vitae	

Notations

Lettres latines majuscules :

A_s	section d'armature
A_{sw}	section d'armature d'effort tranchant
B	largeur
B_d	largeur d'une tranchée
C_d	coefficient
E	module d'élasticité
E_v	module de déformation volumique
F	force ; scalaire
F_t	effort de traction
F_{rep}	action représentative d'une action
$F_{R,d}$	valeur de calcul d'une action générant une résistance
H	poussée généralisée ; composante horizontale de l'effort normal
H_0	poussée généralisée initiale, au repos
H_{pl}	poussée généralisée à l'état plastique
I	moment d'inertie
K	coefficient de poussée ; rigidité
K_0	coefficient de poussée initiale, au repos
K_a	coefficient de poussée active
K_p	coefficient de poussée passive
M	moment de flexion
M_E	module de compressibilité
N	effort normal
N_c	effort de compression
O	point d'équilibre ; centre de rotation
Q	charge concentrée ; potentiel plastique
R	rayon ; résistance
U	poussée au vide concentrée
V	effort tranchant ; composante verticale de l'effort normal, vitesse
W_c	charge verticale
X	grandeur ; propriété des matériaux
Y	grandeur ; propriété

Lettres latines minuscules :

a	portée à l'effort tranchant ; adhésion
b	largeur
b_w	largeur de l'âme
b_{eff}	largeur effective
c	enrobage ; cohésion ; constante d'intégration
d	hauteur statique
e	excentricité
e_2	excentricité du 2 ^{ème} ordre
f	résistance d'un matériau
f_c	résistance du béton à la compression
f_{ce}	résistance effective du béton à la compression
f_{ct}	résistance du béton à la traction
f_s	limite d'écoulement de l'acier
f_t	résistance de l'acier à la traction
h	épaisseur
h_{mec}	hauteur de référence
h_s	hauteur du remblai mesurée depuis la base de la structure
h_w	hauteur de la nappe phréatique statique
k	coefficient de réduction
k_v	coefficient pour la prise en compte des déformations
k_{dg}	coefficient pour la prise en compte de la taille maximale des granulats
k_s	module de réaction
l	longueur
l_b	largeur d'une section transversale ; longueur d'introduction ; longueur d'ancrage
l_{cr}	longueur critique
l_h	hauteur d'une section transversale
l_{ref}	longueur de référence
l_{pl}	étendue plastique
m	pente
n	rapport entre E_s et E_c
p	pression de confinement
q	charge répartie

s	espacement entre les barres d'armature
s_r	espacement entre les fissures
u	poussée au vide répartie ; force de déviation ; convergence
v	effort tranchant par unité de longueur
w	déplacement caractéristique ; flèche
x	hauteur de la zone de béton comprimée ; coordonnée ; variable
y	coordonnée ; propriété
z	coordonnée verticale ; bras de levier entre les résultantes comprimée et tendue

Lettres grecques majuscules:

Δ	déplacement ; différence
Ω	vitesse rotationnelle
Ψ	angle de dilatance

Lettres grecques minuscules:

α	angle ; coefficient
β	angle définissant la pente d'une surface inclinée ; coefficient
χ	courbure
δ	angle ; angle de frottement d'une interface ; différence
ε	déformation
ε_s	déformation de l'armature
ε_c	déformation du béton
ε_{c1}	déformation du béton lorsque f_c est atteint
ε_{c2}	déformation ultime du béton
ε_s	déformation de l'armature
ε_{sh}	déformation de l'acier à la fin du plateau d'écoulement
ε_{su}	déformation ultime de l'acier
ε_y	déformation de l'acier à l'écoulement
γ	angle
γ_e	poids volumique du sol
γ_m	facteur partiel pour une propriété d'un matériau
γ_c	facteur partiel de résistance pour le béton
γ_E	facteur partiel de résistance pour le module d'élasticité du sol
γ_f	facteur partiel sur une action

γ_F	facteur de charge
γ_R	facteur partiel pour la résistance ultime
γ_M	coefficient de résistance
γ_s	coefficient de résistance pour l'acier d'armature ; facteur partiel pour les effets d'action \approx coefficient de modèle
γ_ϕ	facteur partiel de résistance pour l'angle de frottement du sol
γ_γ	facteur partiel de résistance pour le poids volumique du sol
γ_ν	facteur partiel de résistance pour module de Poisson du sol
η	facteur de conversion ; moment adimensionnel ; paramètre
ϕ	angle de frottement
ϕ'	angle de frottement effectif
λ	coefficient
μ	angle de frottement ; moment adimensionnel
ν	module de Poisson
θ	rotation ; angle
ρ	taux d'armature
ρ'	taux d'armature comprimée
σ	contrainte
σ_x	contrainte horizontale
σ_z	contrainte verticale
τ	contrainte de cisaillement
τ_b	contrainte d'adhérence
τ_c	résistance de cisaillement conventionnelle du béton
ω	taux d'armature mécanique
ξ	paramètre
ψ	pente ; angle ; rotation
ζ	paramètre

Indices :

G	action permanente
R	valeur de résistance ; rupture
TS	tension stiffening
c	béton ; compression ; cinématique
d	valeur de calcul

<i>k</i>	caractéristique
<i>m</i>	moyen
<i>n</i>	normal
<i>r</i>	de fissuration
<i>s</i>	acier ; écoulement ; statique
<i>t</i>	traction ; tangentiel
<i>u</i>	ultime ; non drainé
<i>w</i>	eau
<i>x</i>	direction
<i>y</i>	écoulement, direction
<i>z</i>	direction verticale ; profondeur

<i>ef</i>	effectif
<i>equ</i>	équilibre
<i>extr</i>	extrême
<i>flex</i>	flexion
<i>inf</i>	inférieur
<i>max</i>	maximal
<i>min</i>	minimal
<i>pl</i>	plastique
<i>ref</i>	de référence
<i>rep</i>	représentatif
<i>sup</i>	supérieur
<i>0</i>	valeur initiale, au repos
<i>0.05,k</i>	fractile 5%
<i>0.95,k</i>	fractile 95%

Autres symboles :

\emptyset	diamètre des barres d'armature
Δh	couverture de terre

1 Introduction

1.1 Contexte de l'étude

Les tranchées couvertes sont des tunnels, généralement en béton armé, construits à ciel ouvert sur un terrain préalablement aménagé (avec ou sans l'excavation d'une fouille) avant d'être recouverts progressivement d'un matériau de remblayage mis en place par couches compactées.

Leur utilisation en Suisse connaît un succès croissant, en particulier pour les avantages que ce type d'ouvrage offre au niveau de l'aménagement du territoire et de la protection de l'environnement.

Du point de vue statique, ce type de structure peut être vu comme un système hyperstatique formé de la structure en béton armé et du sol (le remblai et le sol de fondation) qui contribue à la reprise des charges grâce à ses propriétés de résistance.

Les tranchées couvertes en tant que structures enterrées se situent alors à la frontière des domaines de l'analyse des structures et de la mécanique des sols, deux domaines du génie civil séparés historiquement.

En partie pour cette raison, la pratique actuelle en Suisse pour l'analyse et le dimensionnement des tranchées couvertes, décrite par Vollenweider et Pralong (Vollenweider, Pralong 1998), se base sur des connaissances très limitées. Ce manque de connaissances est particulièrement flagrant en ce qui concerne le comportement de ces ouvrages proche de la ruine. Les mécanismes de rupture sont en effet aujourd'hui mal connus, si bien que les critères de dimensionnement déterminants ne sont pas clairement définis.

Les outils d'analyse disponibles aujourd'hui, en particulier la méthode aux éléments finis, permettent de reproduire de façon satisfaisante le comportement couplé sol-structure. La question du rôle de l'interaction sol-structure et de sa prise en compte dans les formats de sécurité des normes est malgré tout encore ouverte.

La recherche effectuée, dont les résultats principaux sont présentés dans ce rapport, apporte une contribution sur le sujet.

1.2 Buts et limites de l'étude

La recherche vise en premier lieu à mieux comprendre le comportement de ces ouvrages jusqu'à la ruine et à évaluer l'influence des paramètres principaux.

Le but est aussi d'évaluer la contribution du sol à la reprise des charges et de définir les conditions que la structure doit remplir, notamment en termes de ductilité, pour pouvoir en profiter efficacement.

L'étude se limite à l'analyse du comportement des sections transversales de ces ouvrages, ce qui revient à admettre un état plan de déformations. Les éventuels effets tridimensionnels ne sont pas abordés dans ce travail.

1.3 Organisation du rapport

Le rapport est organisé selon la structure suivante :

- Le chapitre 2 aborde le comportement des tranchées couvertes de type cadre et voûte en tant que structures en béton armé. Les particularités et les points critiques à considérer lors du dimensionnement sont présentés et discutés.
- Le chapitre 3 fait le point sur l'état de la question de l'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes mais aussi dans d'autres domaines concernés.
- Le chapitre 4 aborde à travers deux exemples l'état limite ultime des structures liées au sol à l'aide de la théorie de la plasticité.
- Le chapitre 5 donne une description du comportement des tranchées couvertes couvrant de manière systématique certains cas représentatifs. Le comportement est évalué par une méthode simplifiée reprenant le concept de la méthode convergence-confinement. Les enseignements principaux tirés de ces cas fondamentaux sont aussi discutés.
- Le chapitre 6 aborde la question de l'état limite ultime et de sa définition à l'aide d'un format de sécurité. Des recommandations à prendre en compte lors de la conception, du calcul et du dimensionnement des tranchées couvertes sont également présentées.
- Le chapitre 7 résume les conclusions principales de ce travail et décrit les besoins futurs de recherche.

2 Comportement de la structure

2.1 Choix de la forme de la section transversale

La forme de la section transversale influence significativement la réponse de la structure sous l'effet des différentes actions et du sol en particulier. Certaines formes s'avèrent ainsi plus efficaces que d'autres du point de vue statique. Pour les structures en béton armé, il est généralement intéressant de limiter la flexion dans les éléments structuraux et de chercher à reprendre les charges par un effort normal de compression très bien supporté.

Pour un chargement donné, l'efficacité statique de la structure pour reprendre les charges appliquées peut être mesurée par la ligne des pressions, qui représente la position de la résultante des efforts intérieurs dans la structure. Cette courbe renseigne directement sur les zones fortement sollicitées à la flexion (grande excentricité de la courbe par rapport au centre de gravité de la section) et à l'effort tranchant (grande inclinaison de la courbe par rapport à l'axe de la structure). Elle constitue un outil efficace pour concevoir et améliorer la forme de la section transversale.

2.1.1 Forme idéale théorique d'une structure enterrée

La forme idéale d'une structure est définie comme la forme permettant de reprendre les charges uniquement par la déviation de l'effort normal, sans que la structure soit sollicitée à la flexion. La ligne des pressions coïncide alors avec l'axe de la structure.

Hypothèse sur l'action du sol

La détermination de cette courbe dans le cas d'une voûte enterrée nécessite de connaître précisément les pressions exercées par le sol sur la structure. Il sera montré plus loin que celles-ci dépendent de la déformation de la structure (interaction sol-structure) et du procédé de mise en place des remblais, si bien qu'elles ne sont pas connues a priori.

La détermination de la forme idéale est néanmoins effectuée ici pour le cas d'une surface libre horizontale sous la seule action du sol en admettant que l'état de contraintes dans le sol n'est pas influencé par la présence de la structure. L'état de contraintes admis est donné par les équations 2.1 et 2.2. Les contraintes principales sont verticales et horizontales. La contrainte verticale correspond au poids de la colonne de terre située entre le point examiné et la surface libre. La contrainte horizontale est admise proportionnelle à la contrainte verticale et est définie par le coefficient de poussée K selon l'équation 2.2.

$$\sigma_z = \gamma_e \cdot z \quad (2.1)$$

$$\sigma_x = K \cdot \sigma_z = K \cdot \gamma_e \cdot z \quad (2.2)$$

avec σ_x = contrainte horizontale, σ_z = contrainte verticale, K = coefficient de poussée, γ_e = poids volumique du sol et z = profondeur mesurée depuis la surface libre

On admet de plus un massif sans eau, donc sans pressions interstitielles. Les contraintes totales sont égales aux contraintes effectives.

Cette hypothèse très simplificatrice suffit cependant pour comprendre le fonctionnement statique général de la structure. Le comportement du système complet sera abordé au chapitre 5.

Equation différentielle de la forme idéale

Le calcul de la forme idéale se base sur les conditions d'équilibre uniquement. La forme obtenue est donc strictement correcte dans le cas d'une voûte isostatique avec trois articulations (en clef et à chaque base) qui est statiquement déterminée. Elle n'est pas exacte pour une voûte hyperstatique car le raccourcissement induit par l'effort normal introduit des efforts de flexion dans la structure.

La forme idéale de la voûte est décrite par la relation :

$$z = f(x) \quad (2.3)$$

avec x la distance horizontale mesurée depuis l'axe de symétrie de la voûte.

A noter que la courbe recherchée passe par les trois articulations (moment $M = 0$) et présente une pente horizontale en clef de voûte, conséquence de la symétrie de la situation examinée.

Les paramètres géométriques du cas étudié sont donnés à la figure 2.1. La portée de la voûte, définie comme la distance entre les deux appuis est ℓ_b , la hauteur de la voûte est ℓ_h et la couverture de terre sur la voûte est Δh .

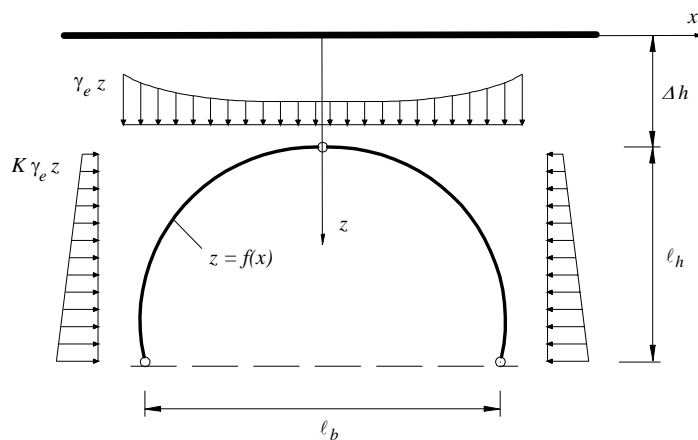


Figure 2.1: Etat de contraintes dans le sol pour la détermination de la forme idéale

Les forces agissant sur un élément de voûte infinitésimal de longueur ds sont représentées à la figure 2.2. L'équilibre des forces horizontales sur cet élément conduit à :

$$\frac{dH}{dz} = -K\gamma_e z \quad (2.4)$$

où H est la composante horizontale de l'effort normal dans la voûte par mètre courant. La résolution de l'équation 2.4 fournit la valeur de cette composante en fonction de l'effort horizontal en clef de voûte par mètre courant H_0 :

$$H = H_0 - \frac{1}{2} K\gamma_e (z^2 - \Delta h^2) \quad (2.5)$$

De part la symétrie du problème, H_0 correspond aussi à l'effort normal en clef de voûte.

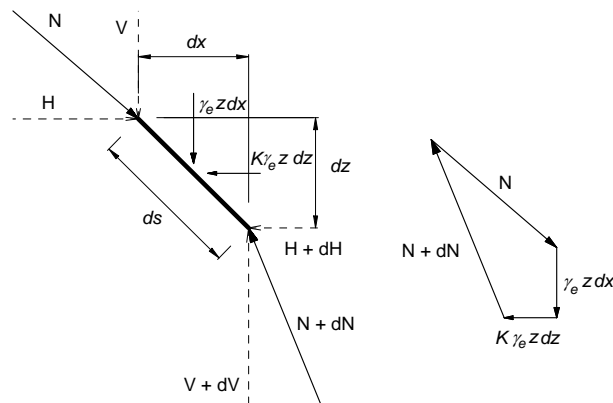


Figure 2.2: Élément infinitésimal et polygones des forces

Par définition, l'inclinaison de l'effort normal N suit la forme de la voûte. La composante verticale V et la composante horizontale H de l'effort normal sont liées à l'équation décrivant la forme de la voûte par :

$$V = H \cdot dz / dx \quad (2.6)$$

En utilisant les équations 2.4 et 2.6, l'équilibre des efforts verticaux fournit la relation :

$$\gamma_e z (1 + Kz'^2) = Hz'' \quad (2.7)$$

avec $z' = dz / dx$ et $z'' = d(z') / dx$.

En introduisant 2.5 dans 2.7, on obtient l'équation différentielle décrivant la forme idéale d'une voûte enterrée :

$$\left(\frac{H_0}{\gamma_e} + \frac{K}{2} \Delta h^2 - \frac{K}{2} z^2 \right) z'' - Kz \cdot z'^2 - z = 0 \quad (2.8)$$

Lorsque $K = 0$, l'équation 2.8 se réduit à :

$$\frac{H_0}{\gamma_e} z'' - z = 0 \quad (2.9)$$

et la solution à cette équation est une caténoïde appelée aussi projection de chaînette, définie par :

$$z = \Delta h \cdot \cosh \left(\frac{x}{\sqrt{H_0 / \gamma_e}} \right) \quad (2.10)$$

Si la portée et la hauteur de la voûte sont fixées, il est possible de déterminer l'effort normal en clef :

$$H_0 = \gamma_e \cdot \left(\frac{\ell_b / 2}{\operatorname{acosh} \left(\frac{\Delta h + \ell_h}{\Delta h} \right)} \right)^2 \quad (2.11)$$

La forme de la caténoïde est attribuée à Denfert-Rochereau (1859, voir Legay 1900).

Dans le cas général où $K \neq 0$, l'équation 2.8 doit être résolue numériquement. Si H_0 est connu, il est possible de déterminer la courbe en débutant le calcul depuis la clef de voûte. La force horizontale est déviée progressivement par les charges appliquées. Pour déterminer la forme idéale de la voûte de hauteur ℓ_h et de portée ℓ_b , il est nécessaire de procéder itérativement en adaptant H_0 jusqu'à ce que la courbe passe par les appuis.

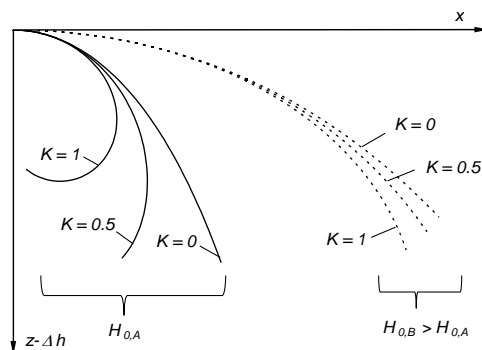


Figure 2.3: Tracé idéal des voûtes enterrées

La figure 2.3 présente des courbes théoriques calculées selon cette démarche pour différents coefficients de poussée et pour deux efforts normaux en clef de voûte $H_{0,A}$ et $H_{0,B}$. Le fonctionnement statique de la voûte peut être expliqué qualitativement par le polygone des forces de la figure 2.2.

Lorsque $K = 0$, seules les contraintes verticales dévient la résultante alors que lorsque $K \neq 0$, les contraintes horizontales apportent aussi leur contribution. Pour un même H_0 , la courbe est alors déviée plus rapidement lorsque K augmente et la portée atteinte pour une hauteur ℓ_h choisie diminue significativement. Pour assurer que la courbe passe par des appuis identiques indépendamment de K , il est par conséquent nécessaire d'augmenter H_0 .

Analyse paramétrique

Selon l'équation 2.8, la forme idéale dépend de la couverture de terre, de la poussée des terres et des dimensions de la voûte.

Les figures 2.4 et 2.5 montrent que la portée et la hauteur de la voûte ont une influence non négligeable sur la forme idéale. Pour un projet donné, les dimensions sont généralement fixes, si bien que la conséquence de ces paramètres géométriques n'a qu'un intérêt limité en pratique.

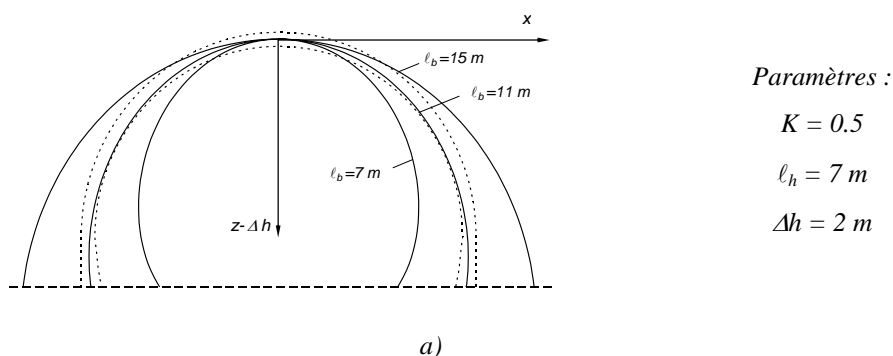


Figure 2.4: Influence de la portée de la voûte ℓ_b sur la forme idéale théorique

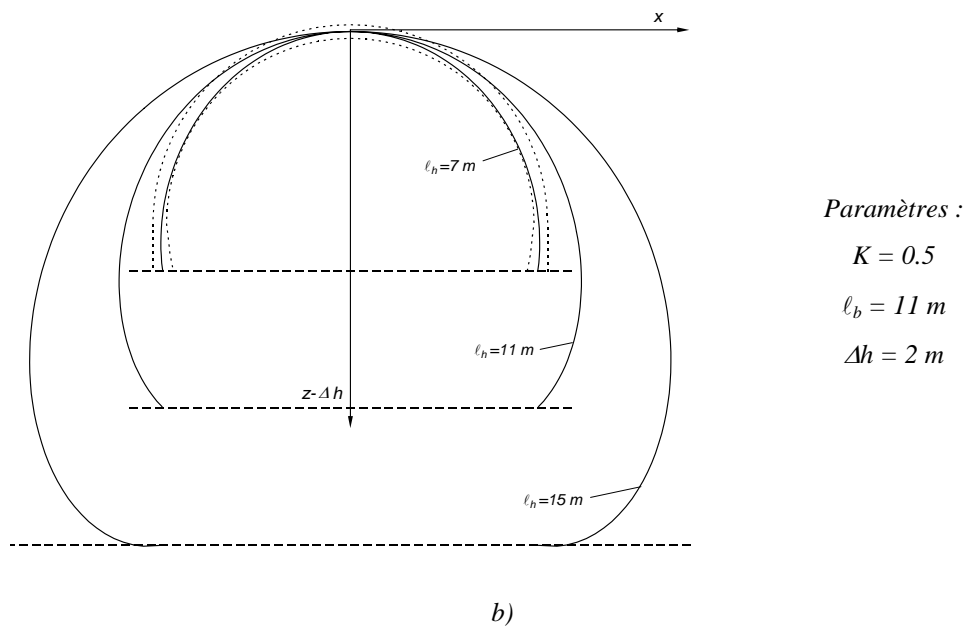


Figure 2.5: Influence de la hauteur de la voûte ℓ_h sur la forme idéale théorique

Les propriétés du sol qui définissent l'état de contraintes et donc les charges ne sont généralement pas connues précisément au moment de la conception de la structure et la couverture de terre peut varier le long de l'ouvrage. L'évolution de la forme idéale en fonction de ces paramètres revêt donc un intérêt particulier.

La figure 2.6 montre que les tracés obtenus peuvent varier fortement selon les paramètres choisis.

La poussée des terres, représentée par le coefficient de poussée, est le paramètre qui influence le plus la forme idéale. L'influence est très visible lorsque le coefficient de poussée est varié alors que les autres paramètres sont fixes. Lorsque K augmente, le tracé suit une trajectoire qui s'éloigne davantage de l'axe de symétrie. Dans certains cas, celle-ci peut même passer à l'extérieur de la zone définie par la portée visée ($x > \ell_b/2$), ce qui nécessite un changement de signe de la pente de la courbe. Dans de tels cas, la courbure est généralement très importante à proximité des appuis.

La profondeur à laquelle se trouve le tunnel joue également un rôle important sur le tracé de la voûte idéale. A noter que son influence dépend fortement du coefficient de poussée. Pour $K = 0$, elle est très faible alors qu'elle est non négligeable lorsque $K = 1.0$. A très grande profondeur, les contraintes peuvent être admises uniformes et les courbes prennent alors des formes géométriques connues. Lorsque $K = 0$, la courbe est une parabole, pour $K = 1$, c'est un cercle et une ellipse dans les autres configurations.

La figure 2.6 montre aussi en pointillé la géométrie d'une section standard pour une route à deux voies de circulation sans voie d'arrêt d'urgence. Celle-ci peut s'écarter sensiblement du tracé idéal. L'excentricité réelle diffère cependant de cette simple comparaison, d'une part car les pressions de contact dépendent de la forme de la voûte. D'autre part, l'hyperstaticité des structures monolithiques a pour effet de répartir l'excentricité de part et d'autre de l'axe de la structure.

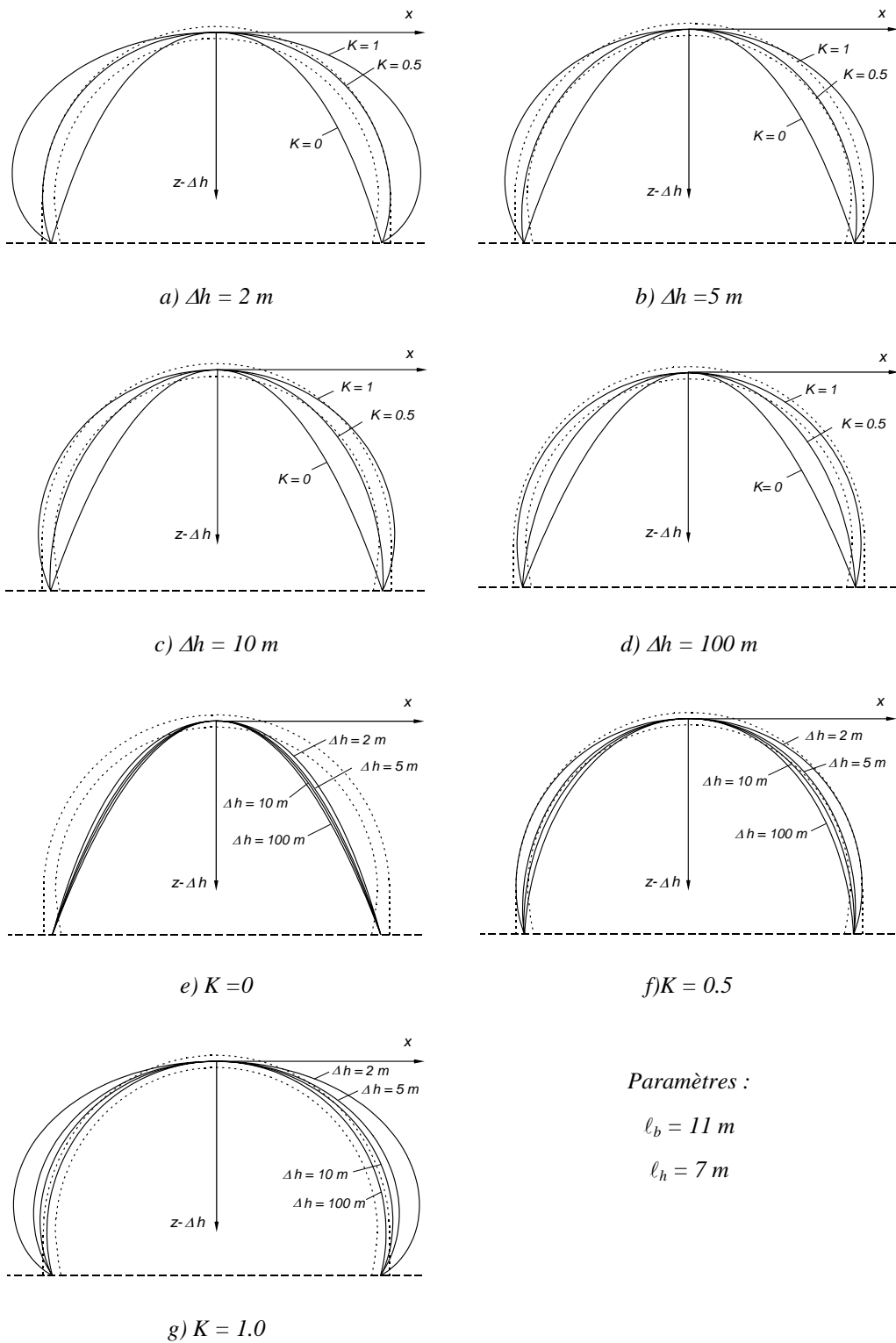


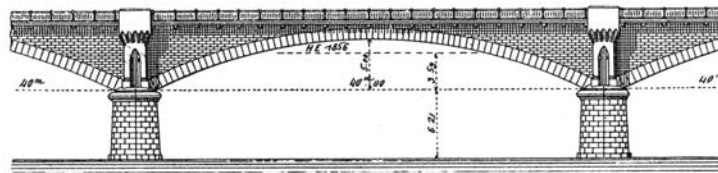
Figure 2.6: Influence du coefficient de poussée K et de la couverture de terre Δh sur la forme idéale théorique

Analogies avec d'autres structures

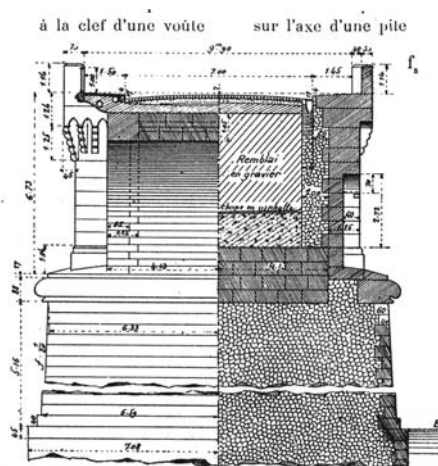
La détermination du tracé idéal des voûtes avait un intérêt considérable au XIXe siècle lors de la conception des voûtes en maçonnerie, en particulier pour les nombreux ponts réalisés à cette époque. Pour ce type de matériaux avec une résistance à la traction négligeable, il est essentiel que la ligne des pressions reste à l'intérieur de la structure pour en assurer la stabilité. La forme devait donc être choisie en conséquence.

Les travaux de plusieurs scientifiques et constructeurs (Rankine 1876, Legay 1900, Séjourné 1913) témoignent parmi d'autres de cet intérêt et représentent l'état des connaissances à l'époque.

Séjourné répertorie et décrit dans son ouvrage la plupart des ponts arc en maçonnerie majeurs de son époque et donne ainsi une image de l'état de l'art pour la construction de ces ouvrages au début du XXe siècle (Séjourné 1913). Il présente notamment les différentes formes données à ces voûtes. La caténoïde a été utilisée dans certains cas, par exemple pour le pont d'Avignon (voir figure 2.7). Ce type de pont avec parements continus présente en réalité de fortes analogies avec les voûtes enterrées. Le matériau de remplissage disposé entre les parements joue un rôle similaire à celui du sol. Ce matériau n'est cependant considéré que comme un poids mort qui ne provoque qu'une contrainte verticale. Aucune poussée horizontale n'est en effet prise en compte selon les hypothèses définies à l'époque.



a)



b)

Figure 2.7: Pont d'Avignon: a) vue et b) coupe (figures tirées de Séjourné 1913)

Pour la majorité des cas cependant, des formes géométriques plus simples (arcs de cercle ou arcs d'ellipse) ont souvent été préférées par les constructeurs. A noter que les courbes idéales calculées lorsque la poussée latérale est grande et que la profondeur est faible (voir courbe $K = 1.0$ et $\Delta h = 2$ m à la figure 2.6) sont assez similaires à certains

ponts de faible élancement (par exemple le pont Saint-Michel à Paris de la figure 2.8a). Ceci explique en partie le bon comportement de ces ouvrages jusqu'à aujourd'hui.

Le métro parisien réalisé au début du XXe siècle est aussi un exemple intéressant (voir Bechmann 1901 et Suquet 1901). De nombreux secteurs et certaines stations ont été construits en tranchée couverte en ouvrant la route depuis la surface. Les structures réalisées en maçonnerie ou en béton armé fretté (frettage des zones comprimées) sont généralement des voûtes à épaisseur variable avec l'intrados et l'extrados en arcs de cercle.

La station de la rue des Volontaires à la figure 2.9 est un exemple d'une station réalisée en tranchée couverte. La figure 2.8b montre une station de la même ligne, de géométrie très semblable et réalisée à la même période, dans l'état actuel. Les formes choisies sont en fait assez proches des courbes idéales calculées préalablement.

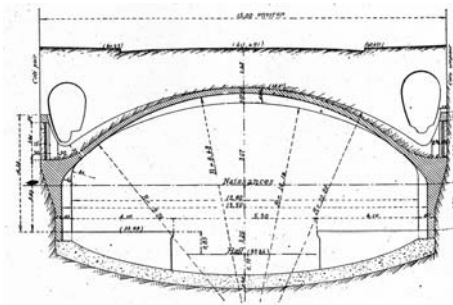


a)

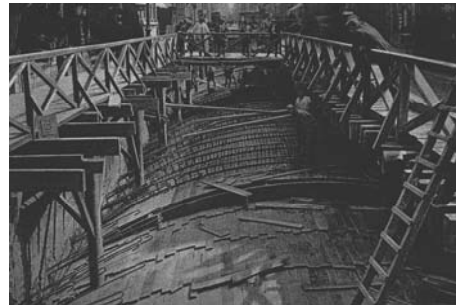


b)

Figure 2.8: a) Pont Saint-Michel à Paris (construction en 1857) et b) Station Lamarck, ligne 12, métro parisien (ouverte au public en 1912)



a)



b)

Figure 2.9: Station du métro parisien de la rue des Volontaires: a) coupe et b) exécution en tranchée couverte (figures tirées de Bechmann 1901)

2.1.2 Sections transversales réelles

La forme idéale peut s'avérer peu économique pour des raisons constructives et a donc une application limitée en pratique, d'autant plus que les pressions des terres ne correspondent que rarement aux distributions simplifiées considérées ci-dessus.

Les sections construites aujourd'hui visent généralement à réduire l'emprise de l'ouvrage en fonction du gabarit d'espace libre à respecter, de façon à minimiser le volume de terrain à excaver.

Il est possible de regrouper les sections types en deux familles principales : les cadres, composés de parois verticales surmontées d'une dalle supérieure, et les voûtes. Les sections peuvent en plus comporter un ou plusieurs tubes.

Le fonctionnement général de ces sections transversales peut être évalué en déterminant la ligne des pressions. Dans ce cas, le problème posé est différent du problème précédent puisque la forme de la section et les charges sont admises connues. Il suffit de déterminer les efforts intérieurs et de représenter la ligne des pressions. Ceci est fait ici au moyen d'un logiciel de calcul (Statik 4, Cubus AG 2002) en admettant un comportement élastique linéaire de la structure et les charges définies à partir des équations 2.1 et 2.2. Les encastremets dans les fondations et le sol de fondation sont admis infiniment rigides.

La figure 2.10 présente les lignes des pressions calculées pour deux tranchées couvertes de géométrie standard, l'une de type cadre (a et b) et l'autre de type voûte (c et d), soumises aux pressions des terres simplifiées admises. Par souci de comparaison, la hauteur et la portée des deux structures sont identiques, bien que les gabarits d'espace libre ainsi définis soient différents. La géométrie et le chargement sont parfaitement symétriques.

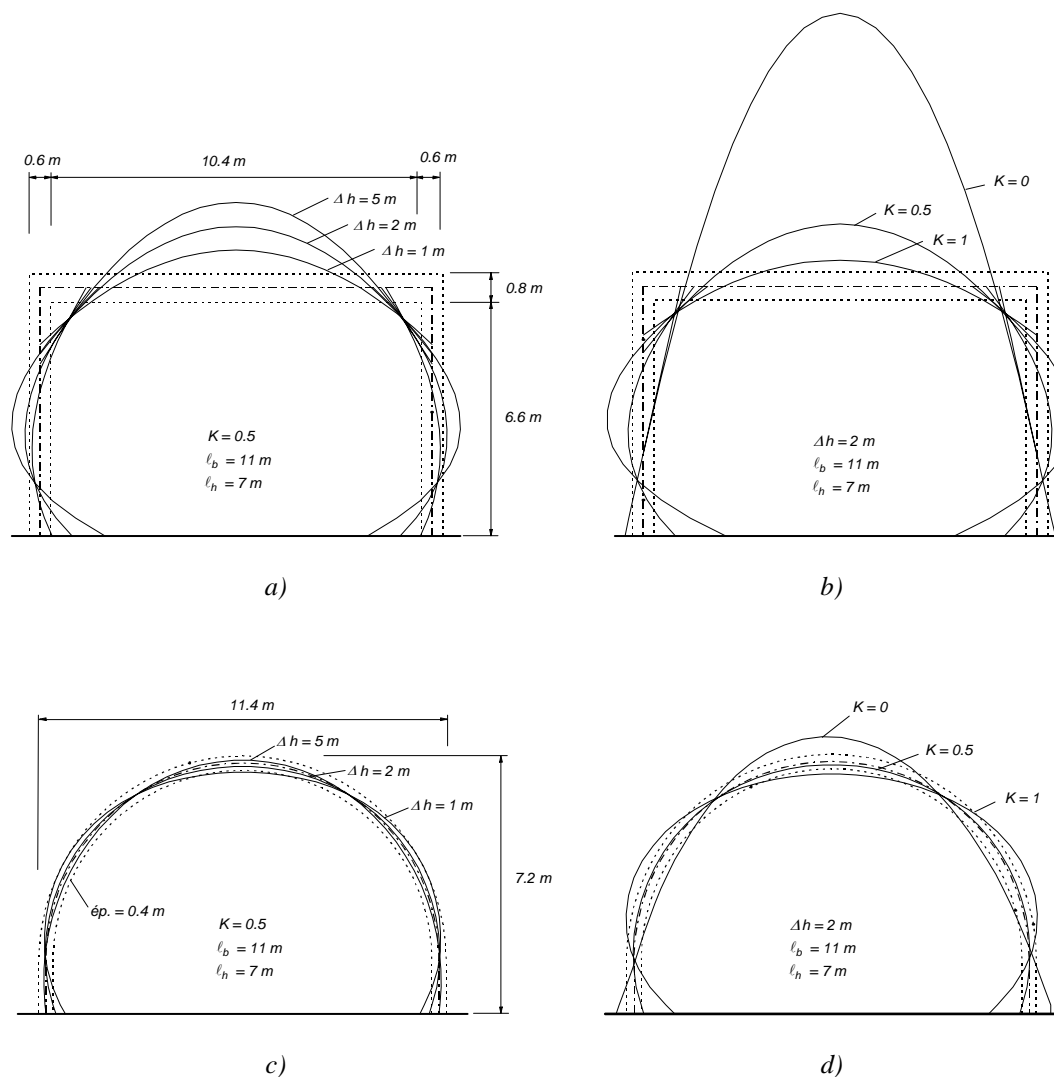


Figure 2.10: Lignes des pressions pour une section de type cadre (a et b) et une section de type voûte (c et d)

La comparaison entre les figures 2.10a et 2.10c, respectivement 2.10b et 2.10d, met en évidence les différences fondamentales entre le comportement d'une section de type cadre et celui d'une section de type voûte.

Pour une voûte, la reprise des charges est assurée principalement par la déviation de l'effort normal. L'excentricité de la ligne des pressions est généralement assez faible. La structure est donc soumise principalement à un effort normal de compression et les moments de flexion ainsi que les efforts tranchants demeurent assez faibles. Cette forme est particulièrement adaptée à ce type de chargement.

Pour un cadre, la ligne des pressions s'éloigne fortement de la géométrie de la structure. La reprise des charges est alors assurée en grande partie par la flexion de la dalle supérieure et des parois.

L'influence de la poussée des terres et de la couverture de terre ne dépend par contre pas de la forme de la structure. Les tendances sont conformes aux observations du chapitre 2.1.1.

Par contre, une variation de ces paramètres peut avoir des conséquences différentes selon la forme de la section.

Section cadre

Lorsque la couverture de terre augmente, l'excentricité de la ligne des pressions augmente rapidement à mi-portée et aux encastremets de la dalle supérieure. Les moments de flexion deviennent donc considérables. De plus, la pente de la ligne des pressions augmente fortement à proximité des encastremets de la dalle supérieure dans les parois. L'effort tranchant que doit supporter la dalle devient lui aussi rapidement problématique (voir figure 2.10a). La capacité de la structure en béton armé sous ce type de sollicitations est alors atteinte assez rapidement. C'est pourquoi cette géométrie doit généralement être abandonnée lorsque la couverture de terre est importante.

Voûte

Comparativement, la section de type voûte peut supporter des couvertures de terre beaucoup plus grandes avec un comportement très satisfaisant (voir figure 2.10c). Elle est statiquement beaucoup plus efficace pour reprendre les charges de terre symétriques.

Les chargements asymétriques sont par contre bien moins avantageux pour cette même voûte symétrique. La figure 2.11 présente la ligne des pressions calculée pour une situation consécutive à une mauvaise planification des étapes de remblayage. Le niveau du remblai à gauche et à droite du tunnel est très différent. Dans ce cas, la forme n'est plus du tout adaptée pour reprendre efficacement les charges appliquées. Il en résulte des moments de flexion très importants dans la structure. Les limitations évoquées pour le cadre sous chargement symétrique sont valables par analogie. Des situations fortement asymétriques doivent par conséquent être évitées pour une voûte symétrique.

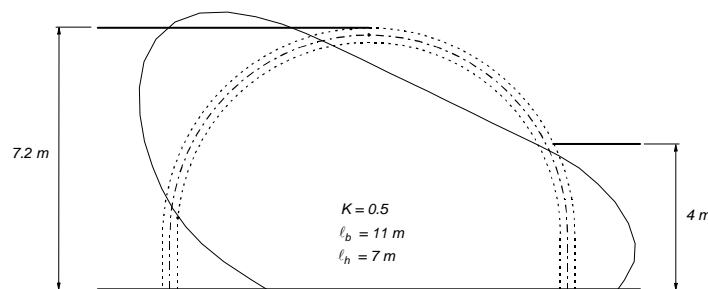


Figure 2.11: Chargement asymétrique d'une voûte symétrique (état de construction non souhaité)

Influence de l'eau

L'effet de l'eau sur la ligne des pressions est illustré sur la base des deux sections en considérant une nappe phréatique statique atteignant la surface (cas $\Delta h = 2$ m). L'eau augmente la poussée latérale qui est composée de la poussée hydrostatique ($K = 1$) et de la poussée des terres (K_{sol}) déterminées à partir des contraintes effectives verticales en appliquant le coefficient de poussée latérale admis.

La figure 2.12 montre que la présence de l'eau conduit à un « aplatissement » de la ligne des pressions. L'effet est similaire à une augmentation du coefficient de poussée.

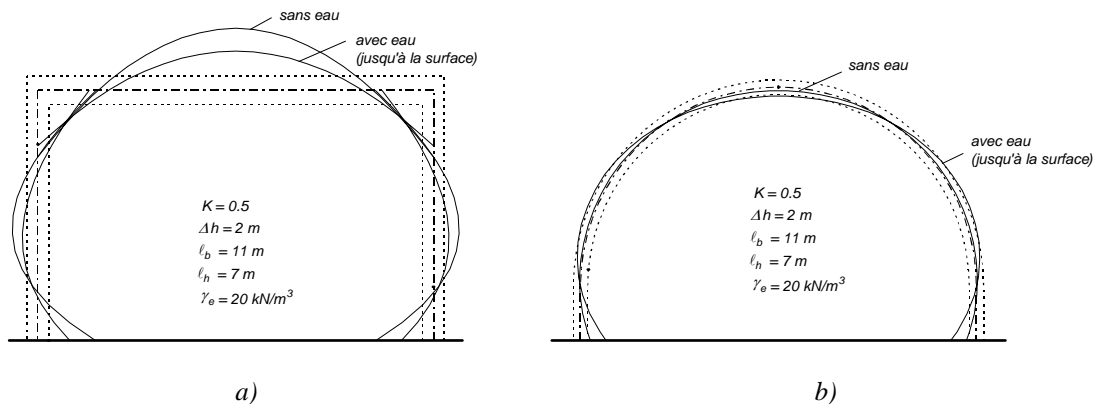


Figure 2.12: Influence d'une nappe phréatique statique sur la ligne des pressions : a) cadre et b) voûte

Ce cas est bien sûr académique puisque la section devrait être fermée et étanche pour supporter la pression hydrostatique. De plus, le risque de soulèvement de la structure par la poussée d'Archimède devrait être vérifié.

Conclusion

Le comportement statique de la structure dépend de sa géométrie mais aussi du type de chargement qu'elle doit supporter. Il est possible de distinguer les structures selon leur mode de reprise des charges :

- les structures soumises principalement à un effort normal de compression qui suivent approximativement la ligne des pressions et

- les structures principalement fléchies qui ne suivent pas la ligne des pressions.

Il est généralement avantageux d'un point de vue statique de s'approcher au maximum de la ligne des pressions. Cependant, le béton armé permet de s'écarter de cette ligne dans une certaine mesure. Les sections de type cadre peuvent aussi se comporter de façon satisfaisante et seront plus économiques dans certains cas.

L'étude paramétrique montre que la surcharge de terre et la poussée des terres ont une influence considérable sur la forme idéale théorique de la voûte et influencent par conséquent l'ensemble du comportement. Il est ainsi primordial d'évaluer avec précision la distribution et l'intensité des pressions de contact agissant sur le pourtour de la structure. Cette évaluation est l'objet du chapitre 5.

2.2 Eléments de structure rectilignes principalement fléchis

Remarque préliminaire

L'étude se limite aux structures principalement fléchies qui sont d'un intérêt particulier pour mieux comprendre le comportement des tranchées couvertes.

Les éléments principalement comprimés rencontrés dans ces structures sont habituellement relativement peu sollicités (effort normal faible comparé à l'épaisseur de la structure). Ils ne sont généralement pas critiques.

Cas d'étude

Une tranchée couverte de section cadre à deux tubes (figure 2.13a) est considérée pour illustrer le comportement structural d'une structure principalement fléchiée et mettre en évidence les problèmes propres à ce type de structure en béton armé. La reprise des charges est étudiée par la méthode des champs de contraintes à partir de la ligne des pressions. Les principes de cette méthode sont décrits par Muttoni et al. (Muttoni et al. 1997).

La structure étudiée repose sur un sol de qualité médiocre qui nécessite la mise en place d'un radier pour transmettre de façon satisfaisante les charges au sol de fondation. Le calcul des efforts intérieurs peut être fait par différentes méthodes (voir annexe C). La figure 2.13b montre les pressions de contact correspondant à l'état de service en stade définitif (en partie des charges appliquées et en partie des réactions calculées) déterminées par la méthode dite aux modules de réaction. La ligne des pressions obtenue pour ce chargement est comparée avec la structure en béton armé à la figure 2.13c.

La ligne des pressions n'est située à l'intérieur de la section en béton que dans une faible portion de la structure, dans les parois et dans les zones de moment faible de la dalle supérieure et du radier. Dans ces zones, les efforts intérieurs peuvent être repris par une bielle comprimée qui suit la ligne des pressions et qui est déviée progressivement par les pressions de contact. Lorsque la ligne des pressions sort de la section en béton, la mise en place d'armatures devient par contre nécessaire pour assurer la reprise des efforts intérieurs.

Le comportement d'un élément de structure rectiligne principalement fléchi (ligne des pressions en dehors de la structure) est discuté en étudiant le comportement de la dalle

supérieure de la tranchée couverte de la figure 2.13. Le radier peut être étudié de manière très similaire tandis que sous le cas donné, les parois peuvent être assimilées à des éléments principalement comprimés.

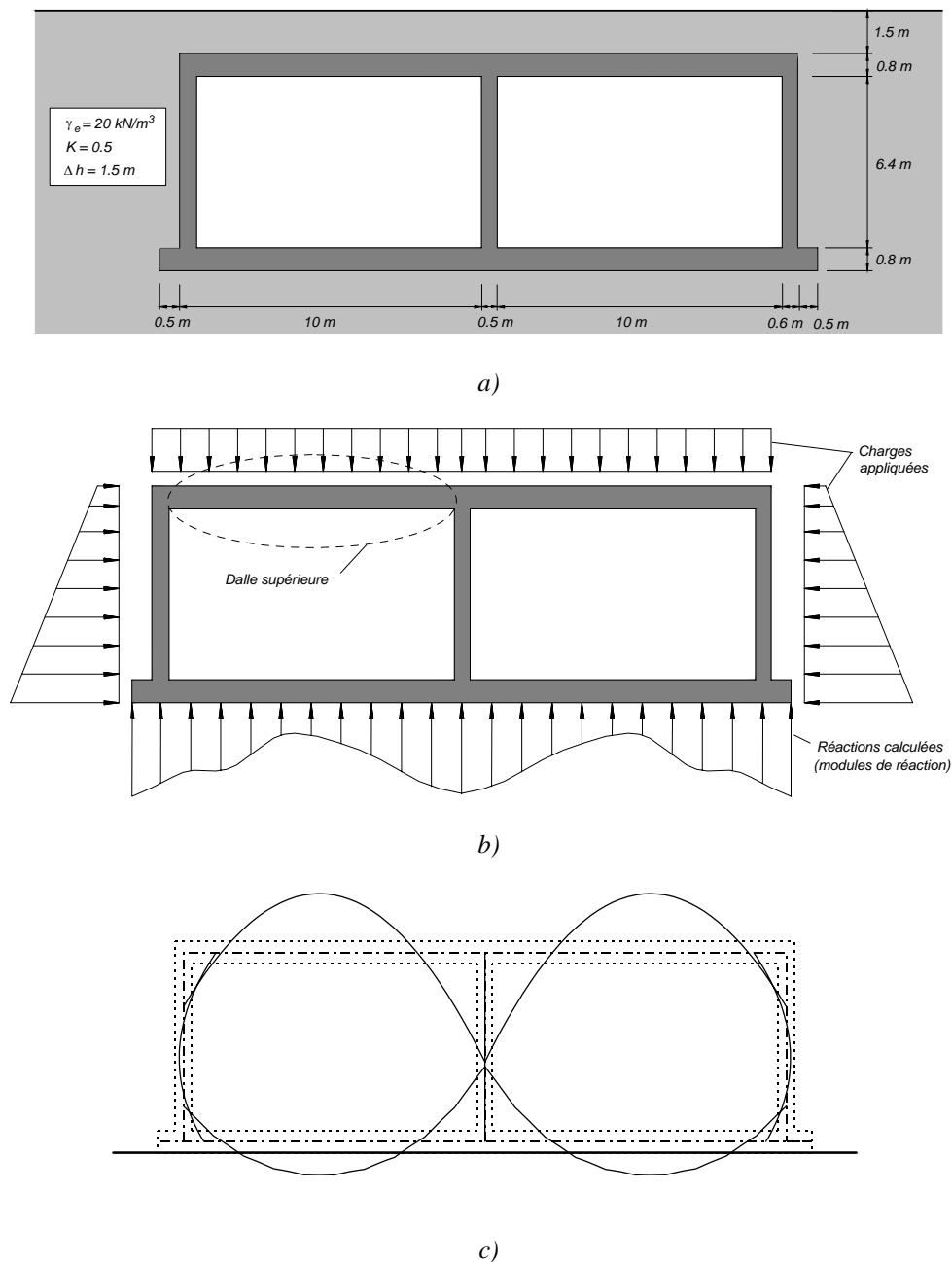


Figure 2.13: Tranchée cadre à deux tubes: a) géométrie et caractéristiques, b) pressions de contact selon la méthode aux modules de réaction et c) ligne des pressions calculée

2.2.1 Mode de reprise des charges

Solution arcs-et-câbles

La figure 2.14a montre un sous-système isolé qui comporte une portée de la dalle supérieure. La résultante sort de la structure aux points *a* et *b*, ce qui n'est pas admissible. Il est alors possible de dévier la bielle pour la forcer à rester à l'intérieur de

la structure. Ceci est fait dans la figure 2.14b par la mise en place d'une armature verticale et d'une armature horizontale en nappe supérieure de la dalle. La force de traction transmise par l'armature verticale est ensuite compensée par un arc funiculaire créé par les charges agissant entre les points a et b . La composante verticale des réactions d'appui de cet arc aux points a' et b' est alors reprise par les armatures verticales. La reprise de la composante horizontale nécessite par contre l'introduction d'une armature horizontale en nappe inférieure entre les points a' et b' . La solution d'équilibre ainsi construite est en fait la composition de trois structures funiculaires à poussée compensée formées d'un arc et d'un tirant (un arc central avec tirant en nappe inférieure et deux arcs latéraux avec tirant en nappe supérieure). Cette solution, appelée ici solution arcs-et-câbles, est une solution possible selon la théorie de la plasticité. Elle constitue surtout une aide à la construction d'autres modèles plus proches du comportement effectif.

Les efforts de traction et de compression créés aux encastremets ont le même effet que leur résultante déplacée sur la ligne des pressions. Ils doivent ensuite être transmis aux parois de la tranchée couverte par les angles de cadre. Le fonctionnement statique de ces détails constructifs est décrit au moyen de champs de contraintes par Muttoni et al. (Muttoni et al. 1997).

Cette solution nécessite la mise en place d'une armature d'effort tranchant concentrée à proximité des points a et b , ce qui peut poser certains problèmes constructifs. De plus, la résistance des arcs comprimés s'appuyant sur les parois peut être réduite par la fissuration si leur inclinaison par rapport à l'horizontale devient trop faible (fissure critique d'effort tranchant), ce qui peut affecter le comportement de l'ensemble de la dalle (voir paragraphe 2.2.2).

Solution avec armature d'effort tranchant répartie

La figure 2.14c propose une alternative avec la mise en place d'une armature d'effort tranchant répartie sur la totalité de la dalle. Le champ de contraintes de la figure 2.14c correspond au modèle généralement admis pour dimensionner les poutres en béton armé. Les charges sont transmises indirectement aux appuis par des champs de compression inclinés relayés par les étriers. Des indications sur la résistance à l'effort tranchant et la capacité de rotation plastique de tels éléments sont données à l'annexe A.

Solution sans armature d'effort tranchant

Les modèles de transmission des charges discutés jusqu'ici nécessitent la mise en place d'armatures d'effort tranchant. Selon la pratique actuelle dans le domaine des tranchées couvertes, de telles armatures ne sont pas utilisées systématiquement.

En l'absence de cette armature, les mécanismes de transmission de l'effort tranchant vers les appuis sont alors totalement différents. Le comportement d'une poutre sans étriers est décrit par Muttoni et al. (Muttoni, Fernández Ruiz 2006, voir aussi Muttoni, Schwartz 1991 et Muttoni 2003).

En stade non fissuré, l'état de contraintes peut être évalué par la théorie de l'élasticité. Lorsque les charges augmentent, des fissures de flexion se développent progressivement dans la structure. Le mode de transfert des charges selon la théorie de l'élasticité n'est plus valable car la transmission de contraintes de traction à travers les lèvres des fissures devient négligeable.

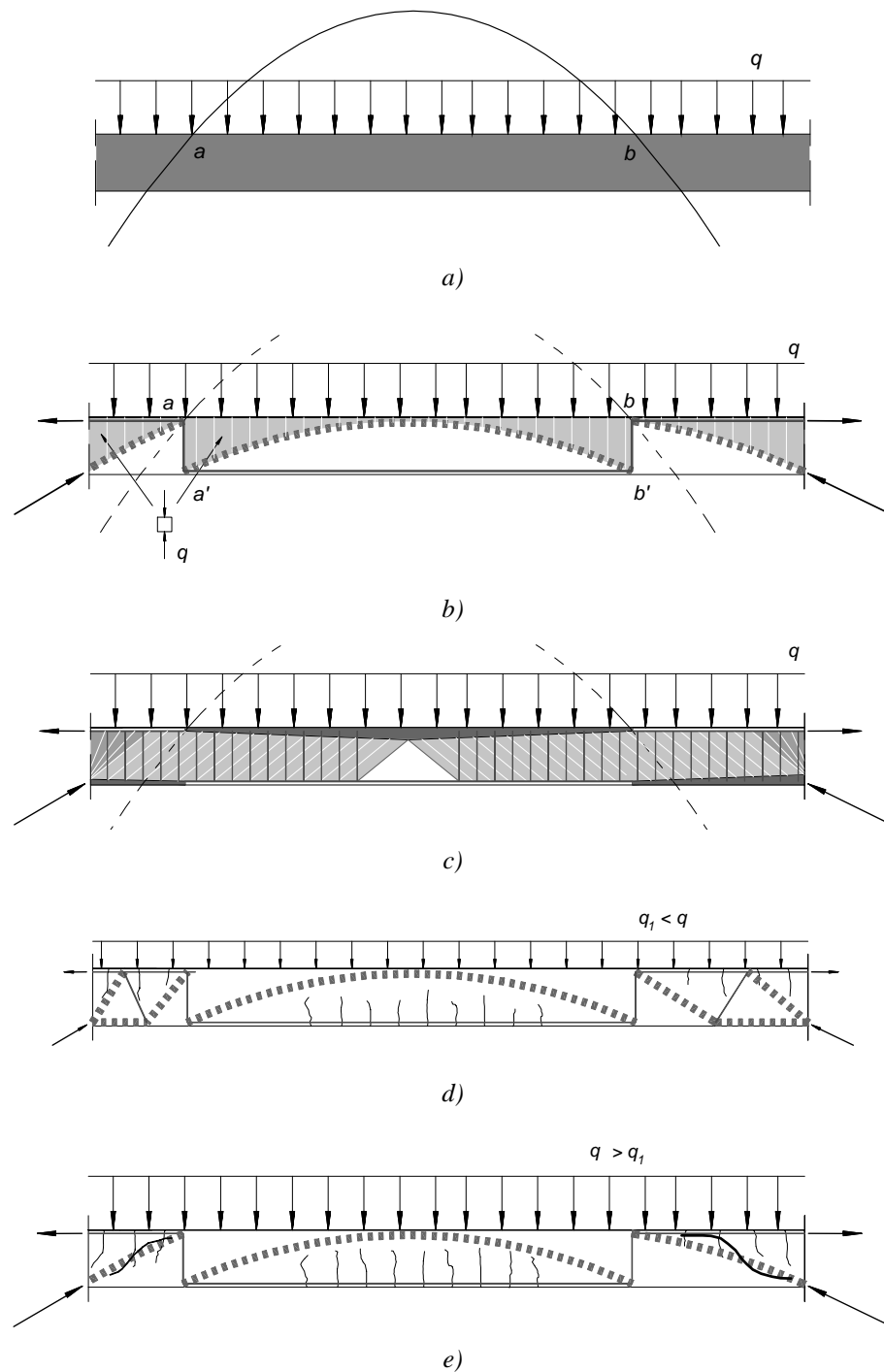


Figure 2.14: Dalle supérieure: a) ligne des pressions, b) solution d'équilibre arcs-et-câbles, c) solution possible selon la théorie de la plasticité avec armature d'effort tranchant répartie (champ de contraintes), d) et e) solutions possibles selon la théorie de la plasticité sans armature d'effort tranchant (modèle bielles-et-tirants) pour deux niveaux de charge

La transmission des efforts doit alors être assurée par d'autres modes. Selon Muttoni et Schwartz (Muttoni, Schwartz 1991, voir aussi Muttoni, Fernández Ruiz 2006), les modes de transfert représentés à la figure 2.15 sont possibles. Le comportement réel résulte d'une combinaison de ces trois modes.

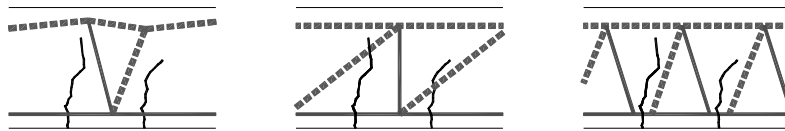


Figure 2.15: Mode de reprise de l'effort tranchant sans étriers: effet porte-à-faux, effet d'engrènement et effet goujon (d'après Muttoni, Schwartz 1991, figure tirée de Guandalini 2005)

La figure 2.14d présente un modèle possible pour la transmission des efforts dans le cas de la dalle supérieure en tenant compte qualitativement de la présence de fissures de flexion dans les zones fortement tendues. La transmission des charges aux appuis se fait par appui indirect selon une combinaison des modes de la figure 2.15.

Les observations expérimentales révèlent que les fissures proches des appuis se propagent jusqu'à la zone comprimée et s'inclinent en direction de la zone d'introduction de la réaction d'appui. Ces fissures traversent une partie des tirants en béton admis selon le modèle de la figure 2.14d, qui devient alors inefficace. Une transmission par appui direct depuis le point de moment nul jusqu'à l'appui selon le modèle de la figure 2.14e peut être imaginé selon la théorie de la plasticité. Des essais montrent cependant qu'une fissure d'ouverture importante, appelée fissure critique, traverse la bielle de l'arc comprimé. Les essais ont montré que la charge ultime déterminée par la théorie de la plasticité selon le modèle de la figure 2.14e ne peut pas être atteinte et que la rupture se produit généralement par effort tranchant. Le comportement doit alors être expliqué par d'autres modèles.

Selon Muttoni et Fernandez (Muttoni, Fernández Ruiz 2006), la transmission de l'effort tranchant avant la rupture se fait par un effet d'arc qui résulte de deux mécanismes de nature différente : (1) la formation d'une bielle en appui direct dont la capacité repose sur l'engrènement des agrégats et (2) la formation d'une bielle en forme de « coude » déviée grâce à la résistance à la traction du béton dans certaines zones (formation de tirants).

2.2.2 Résistance à l'effort tranchant des éléments sans étriers

D'après Muttoni (Muttoni 2003, Muttoni 2003a, Muttoni, Fernández Ruiz 2006), la résistance dépend fortement de la position et de l'ouverture de la fissure critique et de la taille des agrégats (rugosité de la fissure).

Le critère de rupture semi-empirique donné par l'équation 2.12 est proposé par Muttoni (Muttoni 2003). Il est admis que l'ouverture de la fissure critique peut être corrélée à la déformation longitudinale ε de la zone critique, située à une distance $0.6d$ de la zone comprimée du béton et à $0.5d$ du point d'introduction d'une force concentrée.

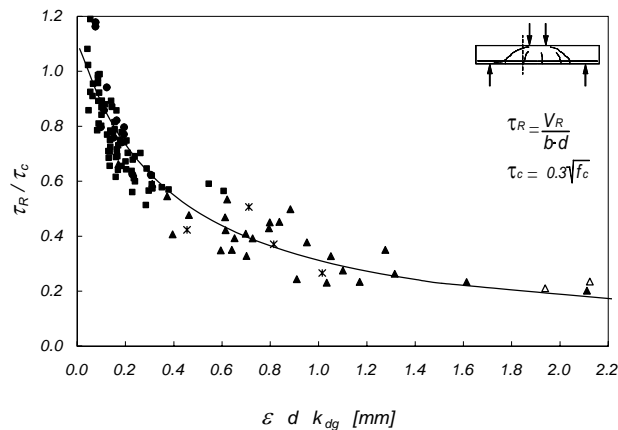
$$\tau_R = \frac{V_R}{b \cdot d} = \frac{\tau_c}{0.9 + 2.3 \cdot \varepsilon \cdot d \cdot k_{dg}} \quad d \text{ en [mm]} \quad (2.12)$$

avec $\tau_c = 0.3 \cdot \sqrt{f_c}$ τ_c et f_c en $[N / mm^2]$ (2.13)

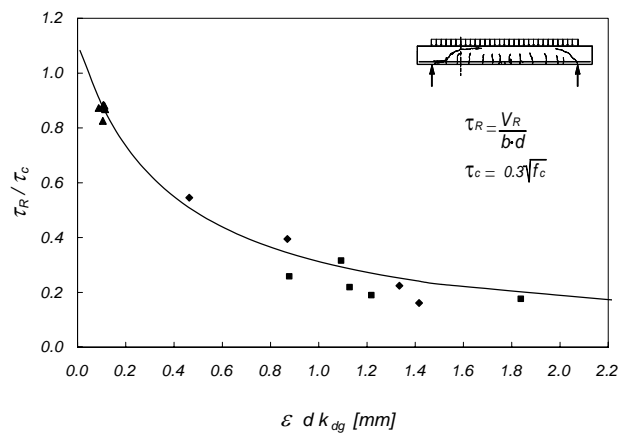
$$k_{dg} = \frac{48}{d_g + 16} \quad d_g \text{ en [mm]} \quad (2.14)$$

où d_g est la taille maximale des granulats. La déformation ε peut être estimée par un calcul élastique en stade fissuré.

La comparaison avec de nombreux essais montre que ce critère permet d'évaluer la résistance à l'effort tranchant d'éléments sans étriers dans une large palette de variation des paramètres (voir figure 2.16). Notamment, l'effet d'échelle important observé expérimentalement est reproduit fidèlement par le modèle.



a)



b)

Figure 2.16: Critère de rupture et comparaison avec des essais (d'après Muttoni 2003) :

a) poutre simple sous charge ponctuelle et b) sous charge répartie

La déformation dans la zone critique peut aussi être liée à la déformation longitudinale de l'armature de flexion ε_s et donc aux sollicitations de flexion. La norme SIA 262 (SIA 2003c) propose un modèle de rupture simplifié basé sur les moments de flexion.

$$\tau_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{b \cdot d} = \frac{\tau_{cd}}{1 + k_v \cdot d} \quad d \text{ en } [m] \quad (2.15)$$

avec

$$k_v = 2.2 \frac{m_d}{m_{Rd}} \quad (2.16)$$

Selon la SIA 262, la résistance à l'effort tranchant est aussi affectée par d'éventuelles déformations plastiques de l'armature ou par l'étagement de cette armature. Ces effets sont considérés respectivement en choisissant une valeur forfaitaire $k_v = 3$ et en augmentant k_v de 50% par rapport à la valeur calculée élastiquement.

Ces deux effets sont confirmés par des recherches expérimentales.

Une étude de Baron met en évidence le fait qu'un étagement de l'armature conduit à une réduction significative de la résistance (Baron 1966). Cet affaiblissement est la conséquence des mécanismes d'adhérence entre l'armature et le béton (effet d'ancrage des barres arrêtées) qui conduisent à une localisation de la fissuration et affaiblissent l'élément. Cette influence négative peut s'avérer déterminante dans le cas de tranchées couvertes, particulièrement celles de type voûte, qui nécessitent de nombreux joints de recouvrement pour des raisons pratiques liées à la géométrie et au transport des barres.

Le rôle primordial de l'adhérence sur les mécanismes de reprise de l'effort tranchant dans les éléments sans étriers a été mis en évidence expérimentalement par Kani (Kani et al. 1979). Une série de tests sur des éléments identiques avec une adhérence réduite artificiellement montre que la résistance à l'effort tranchant d'éléments avec une armature nervurée traditionnelle est réduite de 40% par rapport à des éléments avec armature lisse. Ceci s'explique par le fait que l'absence d'adhérence empêche la formation de fissures dans la zone critique, qui affecteraient la résistance des bielles comprimées chargées de transmettre l'effort tranchant aux appuis (selon figure 2.14e, voir Muttoni, Schwartz 1991).

Vaz Rodrigues et Muttoni ont étudié expérimentalement l'influence des déformations plastiques de l'armature sur la résistance à l'effort tranchant (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004 et Vaz Rodrigues et al. 2005). Les éléments testés sont des bandes de dalle sur deux appuis avec une portée principale et un porte-à-faux (figure 2.17a). Les éléments sont chargés par une force Q agissant au milieu de la portée principale et par une force αQ agissant à l'extrémité du porte-à-faux qui permet d'imposer un niveau d'encastrement variable sur l'appui intermédiaire. Les poutres sont de section rectangulaire ($h = 450$ mm x $b = 250$ mm) avec une armature en nappe inférieure et en nappe supérieure de $\rho = 0.79\%$. L'acier d'armature est de l'acier étiré à froid (Topar R, huit poutres) ou de l'acier laminé à chaud (Topar S, trois poutres).

Les figures 2.17d et 2.17e montrent l'évolution de la rotation ψ de la zone où se produit la rupture, définie par les figures 2.17b et 2.17c et assimilable à la zone où se développe la rotule plastique, en fonction de la contrainte de cisaillement normalisée dans la section critique, aussi définie dans les figures. Le mode de rupture observé est également mentionné. La rupture par effort tranchant est observée dans presque tous les essais même après plastification des armatures.

Cette étude expérimentale confirme d'une part la validité du critère de rupture donné par l'équation 2.12 lorsque les déformations de l'armature sont élastiques. D'autre part, elle met clairement en évidence une réduction de la résistance consécutive à la plastification de l'armature de flexion (voir figure 2.18). Cette diminution de résistance est due à la propagation de la fissure critique et à l'augmentation de son ouverture lorsque la poutre se déforme sous charge constante (plateau plastique).

La figure 2.18 montre par contre que la SIA 262 ($k_v = 3$, SIA 2003c) prédit des résistances trop élevées dans le régime plastique puisque les résistances de dimensionnement (niveau d) correspondent approximativement aux valeurs mesurées en

laboratoire. La marge de sécurité ainsi définie n'est pas suffisante lorsque les déformations plastiques deviennent importantes.

Des développements théoriques sont nécessaires pour évaluer la résistance à l'effort tranchant en considérant aussi le comportement post-plastification de l'acier d'armature. Ils ne sont cependant pas justifiés dans le contexte de la présente étude.

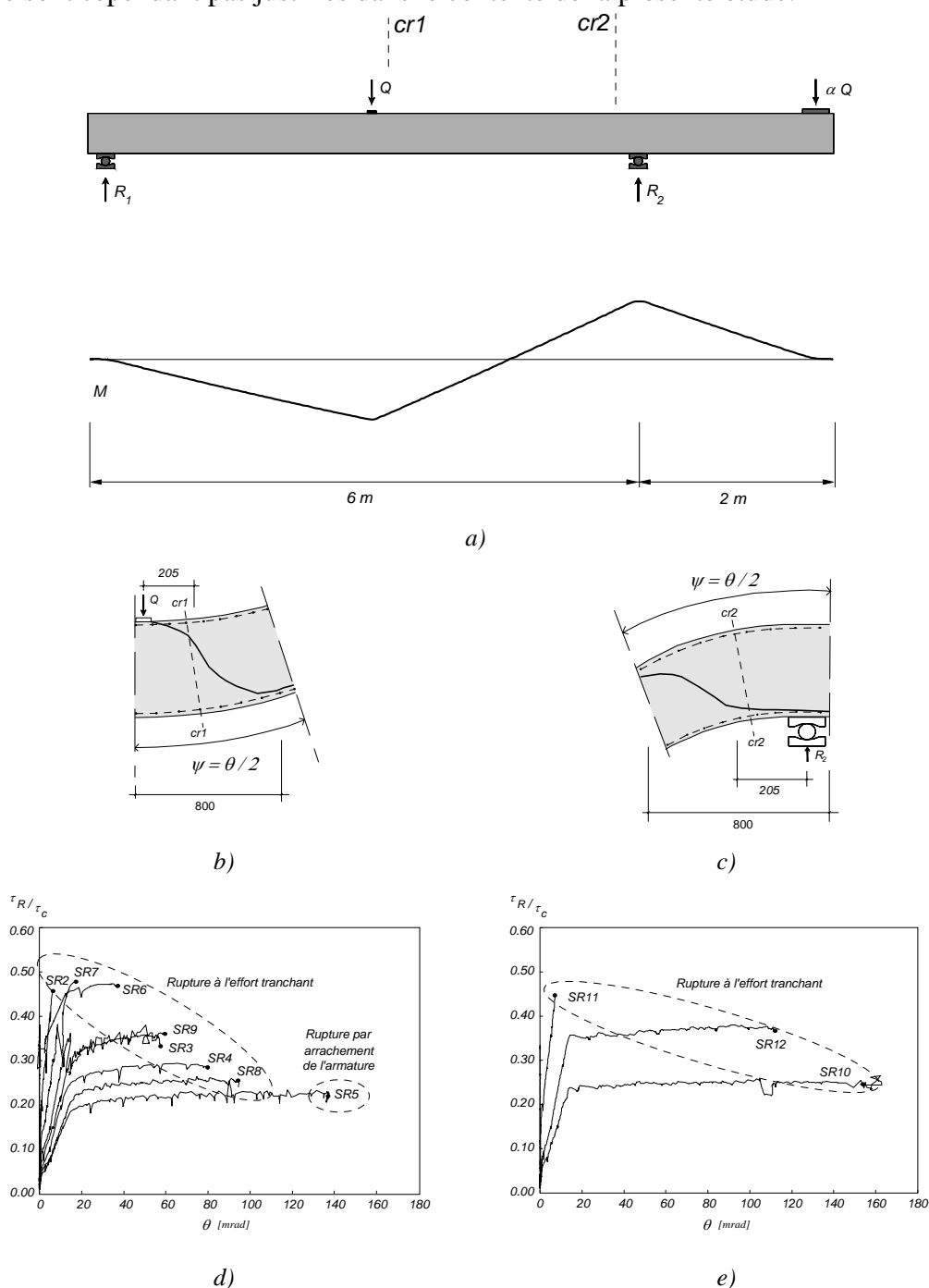


Figure 2.17: Essais de Vaz Rodrigues et Muttoni (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004): a) poutre d'essai et définition des sections critiques, b) définition de la rotation en travée et c) sur l'appui intermédiaire et courbes contrainte de cisaillement normalisée – rotation de la zone de rupture avec d) de l'acier étiré à froid et e) de l'acier laminé à chaud

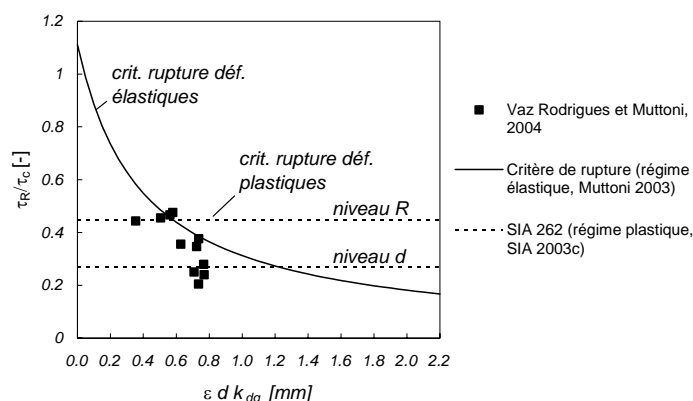


Figure 2.18: Influence des déformations plastiques de l'armature sur la résistance à l'effort tranchant. Comparaison des essais de Vaz Rodrigues et Muttoni (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004) avec le critère de rupture (régime élastique, Muttoni 2003) et avec la SIA 262 (régime plastique, $k_v = 3$, SIA 2003c)

2.2.3 Capacité de rotation des éléments sans étriers

La capacité de déformation ou ductilité d'une structure en béton armé représente son habilité à supporter les déformations sans se rompre de manière brutale. Une certaine capacité de déformation est indispensable pour permettre la redistribution des efforts nécessaire au développement de la résistance de la structure et pour supporter d'éventuelles déformations imposées.

La ductilité de la structure est aussi une condition de base à l'application de la théorie de la plasticité et des méthodes de dimensionnement et de vérification qui en découlent.

La capacité de déformation (en particulier pour les structures linéaires, la capacité de rotation des rotules plastiques) est donc d'un intérêt prépondérant.

La plupart des travaux effectués pour évaluer la capacité de rotation des structures en béton armé se réfèrent aux éléments avec étriers (voir l'état de l'art dans CEB 1998, et notamment Bachmann 1967, Sigrist 1995, Langer 1997, Bigaj, Walraven 2002). Très peu de recherches ont par contre été menées sur la capacité de rotation d'éléments sans étriers.

Le critère de rupture (équation 2.12) montre que pour d et k_{dg} donnés, la résistance et la ductilité d'une poutre sans étriers sont intimement liées. Selon ce modèle, une poutre fortement armée offre généralement une grande résistance à l'effort tranchant pour des déformations à la rupture très faibles, alors qu'une poutre faiblement armée a une résistance à l'effort tranchant beaucoup plus faible mais est caractérisée par une déformation à la rupture plus grande.

Les essais réalisés par Vaz Rodrigues et Muttoni illustrent le comportement des poutres sans étriers après plastification et renseignent notamment sur la capacité de rotation de tels éléments (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004 et figure 2.17).

Une rupture brutale par effort tranchant a été observée pour tous les essais (SR5 mis à part), malgré la stabilisation de la charge appliquée (plateau plastique). La rupture est provoquée par la propagation de la fissuration qui contrôle la résistance à l'effort tranchant de l'élément. Le mode de rupture est donc très différent des modes de rupture

par flexion (arrachement des armatures ou écrasement du béton) considérés habituellement pour déterminer la capacité de rotation d'un élément en béton armé.

La figure 2.23 montre la corrélation observée expérimentalement entre la rotation à la rupture et l'effort tranchant.

La figure 2.19 compare la capacité de rotation mesurée pendant ces essais avec la capacité de rotation de poutres avec étriers calculée par Langer (Langer 1997) en fonction du taux d'armature mécanique ω . Il faut cependant noter que les poutres simulées par Langer ne contiennent qu'une faible armature comprimée ($\rho' = 0.11\%$), comparativement aux essais de Vaz Rodrigues et Muttoni ($\rho' = 0.79\%$).

Cette comparaison met en évidence que la capacité de rotation plastique des éléments sans étriers est nulle lorsque le niveau de sollicitation à l'effort tranchant est élevé, c'est-à-dire lorsque la rupture se produit selon le critère de rupture donné par l'équation 2.12 avant plastification de l'armature.

Pour des niveaux de sollicitation faible ($\tau_R/\tau_c < 0.25$ dans la section critique pour les poutres testées), la ductilité est comparable aux éléments avec étriers, compte tenu des aciers légèrement différents utilisés pour les essais et pour la simulation. Les observations expérimentales montrent que le transfert de la charge se fait vraisemblablement par appui direct jusqu'à la zone de moment nul, si bien que l'effort dans l'armature, qui définit indirectement la rotation de la rotule, est quasiment constant sur cette zone. Ceci résulte en une augmentation de la zone plastique et donc en une augmentation de la capacité de rotation.

Il existe ainsi une zone de transition entre ces deux régimes, qui est caractérisée par un niveau de sollicitation à l'effort tranchant moyen, mais qui induit une réduction sensible de la capacité de déformation des rotules plastiques. La capacité de redistribution plastique des efforts est par conséquent réduite pour ces éléments. Un calcul plastique de ce type d'élément doit ainsi être fait avec certaines réserves et limitations.

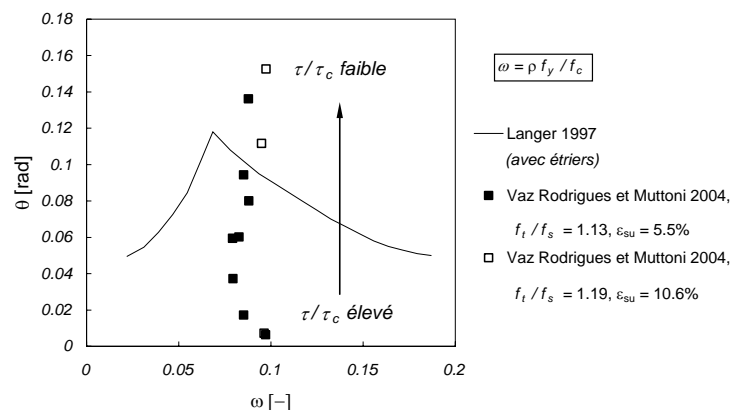


Figure 2.19: Comparaison de la capacité de rotation d'éléments avec (Langer 1997) et sans étriers (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004). Influence du niveau d'effort tranchant dans la section critique sur la capacité de rotation ($\theta = 2\psi$).

2.2.4 Conséquences du manque de ductilité sur le comportement structural

Il est donc possible de distinguer trois régimes de rupture selon le niveau de sollicitation à l'effort tranchant qui se caractérisent par une ductilité différente :

- rupture par flexion, par écrasement du béton ou par arrachement de l'armature généralement après des déformations plastiques importantes (effort tranchant faible)
- rupture par effort tranchant consécutive à des déformations plastiques (effort tranchant moyen)
- rupture par effort tranchant dans le régime élastique (effort tranchant grand)

Une poutre (ou bande de dalle) bi-encastée soumise à une charge uniformément répartie q est analysée pour illustrer l'effet de ces limitations de ductilité sur le comportement structural. Les caractéristiques géométriques de la poutre sont données à la figure 2.20. Cet exemple est très similaire à la dalle supérieure des tranchées couvertes de type cadre. Dans ce dernier cas, les parois n'offrent cependant pas un encastrement parfait à la dalle.

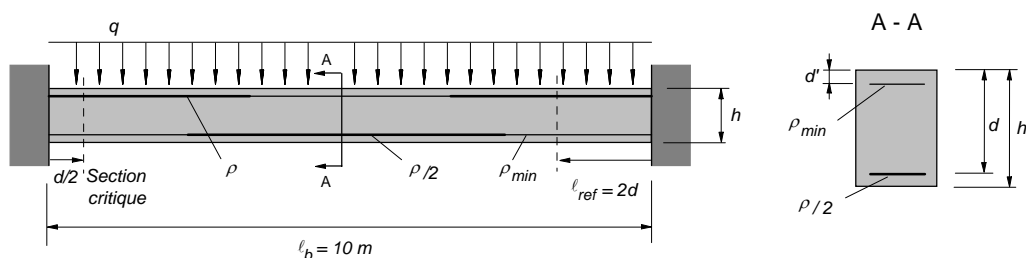


Figure 2.20: Caractéristiques géométriques de la poutre étudiée et définition de la section critique pour le calcul de l'effort tranchant et de la section de référence pour le calcul de la rotation

Le comportement est étudié à l'aide d'un modèle de type poutre en admettant que l'hypothèse de Bernoulli sur les sections planes est valable. Les efforts dans les membrures le long de la poutre sont déterminés sur la base des moments de flexion seuls (contribution de l'effort tranchant non considérée) et le comportement en section est fourni par un diagramme moment M – courbure χ qui tient compte du comportement non linéaire des matériaux (figure 2.21), selon les hypothèses suivantes :

- comportement bi-linéaire de l'acier d'armature défini par la limite d'écoulement, la résistance à la traction, le module d'élasticité et la déformation à la rupture
- comportement du béton à la compression admis selon la relation « parabole-rectangle ».
- comportement du béton à la traction considéré jusqu'à la fissuration (relation linéaire). La contribution du béton tendu dans le régime fissuré est par contre négligée (tension stiffening).

La loi contrainte – déformation du béton est alors donnée par :

$$\begin{aligned}
 \text{si } 0 \geq \varepsilon \geq \varepsilon_{c1} &= -\frac{2f_c}{E_c} & \sigma &= -f_c \left(2 \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}} - \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon_{c1}^2} \right) \\
 \text{si } \varepsilon_{c1} \geq \varepsilon \geq \varepsilon_{c2} & & \sigma &= -f_c \\
 \text{si } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cr} &= \frac{f_{ct}}{E_c} & \sigma &= \varepsilon \cdot E_c
 \end{aligned}
 \tag{2.17}$$

La loi parabole-rectangle admise pour le comportement du béton en compression est une simplification du comportement réel. Guandalini (Guandalini 2005) a montré qu'elle conduisait cependant à des résultats acceptables pour de faibles niveaux d'effort normal, ce qui est le cas dans l'exemple traité et généralement le cas pour les dalles supérieures des tranchées couvertes de type cadre.

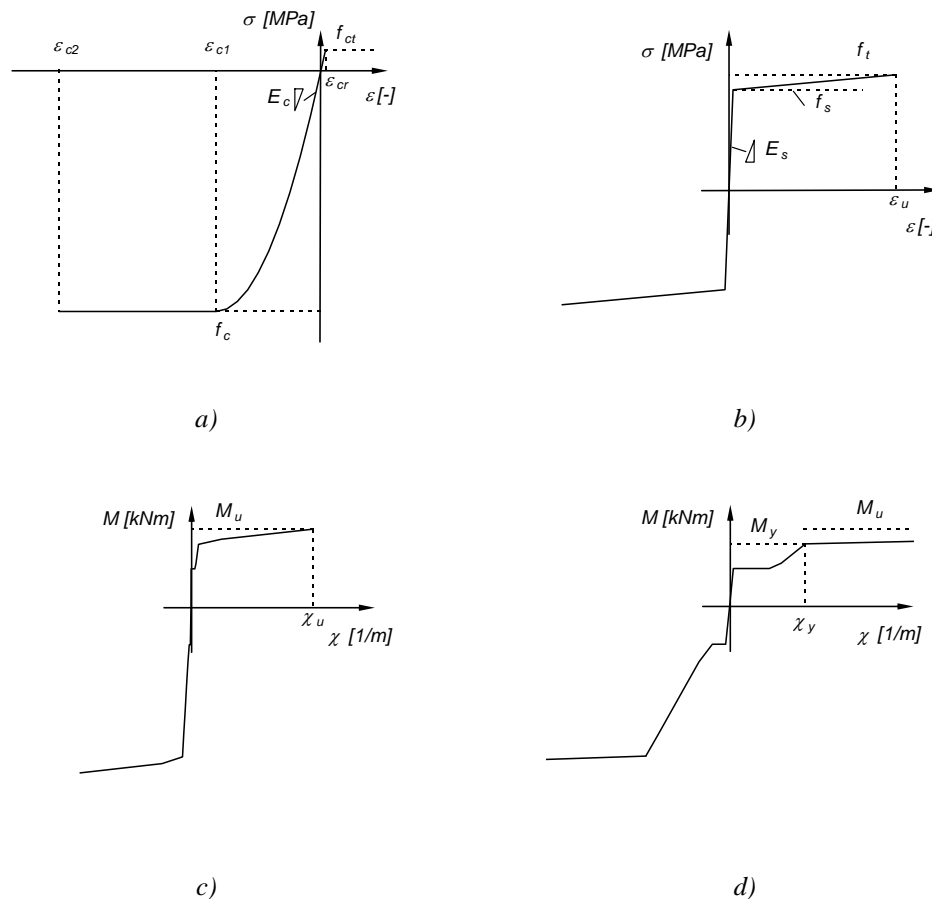


Figure 2.21: Comportement modélisé: a) béton, b) acier et c) et d) diagrammes moment-courbure

Le comportement de la poutre lorsque la charge augmente progressivement jusqu'à sa valeur ultime est déterminé sur la base d'un calcul non linéaire par intégration numérique des courbures le long de l'élément. Cette démarche permet de déterminer la relation entre la charge q et le déplacement à mi-travée w , mais aussi la relation entre l'effort tranchant dans la section critique V et la rotation de la zone proche de l'encastrement ψ définie comme l'intégrale des courbures de l'encastrement jusqu'à une section de référence située à une distance $2d$ de celui-ci (voir figure 2.20). Ces deux courbes sont représentées pour un exemple respectivement aux figures 2.22a et 2.22b.

La courbe de chargement correspond aussi au comportement d'une poutre avec étriers lorsque le dimensionnement permet d'exclure une rupture par effort tranchant.

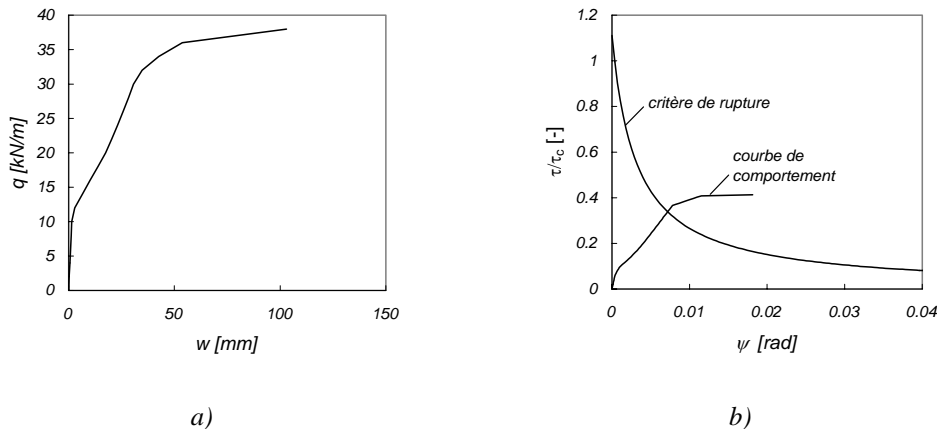


Figure 2.22: Résultat de la simulation ($h = 0.4$ m, $\rho = 0.5\%$, autres conditions selon fig. 2.24):
a) courbe charge - flèche à mi-travée, b) contrainte de cisaillement normalisée dans la section critique – rotation de la zone de référence selon fig. 2.20 et critère de rupture selon équation 2.19

La relation $V - \psi$ permet alors d'afficher sur le même graphique la courbe de chargement de la poutre et le critère de rupture à l'effort tranchant moyennant une adaptation de sa formulation.

Le critère de rupture dans le régime élastique donné par l'équation 2.12 peut en effet être exprimé en fonction de la rotation ψ en admettant que la déformation ε est constante sur la zone de référence admise pour le calcul de la rotation. En admettant que la zone comprimée $x \approx 0.15d$, la rotation est donnée approximativement par la relation :

$$\psi = \int_{\ell_{ref}} \chi(a) da = \int_{\ell_{ref}} \frac{\varepsilon(a)}{(0.6d - x)} da \cong \frac{\varepsilon}{(0.6d - x)} \ell_{ref} \cong \frac{\varepsilon}{0.45d} \cdot \ell_{ref} \quad (2.18)$$

En introduisant 2.18 dans 2.12 et en choisissant $\ell_{ref} = 2d$, le critère de rupture dans le régime élastique s'écrit :

$$\tau_R = \frac{V_R}{b \cdot d} = \frac{\tau_c}{0.9 + 0.52 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \quad d \text{ en } [mm] \quad (2.19)$$

L'intersection entre la courbe de chargement et le critère de rupture transformé fournit le point de rupture. Cette démarche est similaire à la démarche appliquée par Muttoni pour la vérification du poinçonnement (Muttoni 2003).

La comparaison du critère de rupture avec la courbe de comportement calculée selon les hypothèses admises n'est pas rigoureuse théoriquement. Ce critère semi-empirique a en effet été choisi de manière à reproduire le mieux possible les essais disponibles dans la littérature (voir figure 2.16). La déformation ε intervenant dans le critère de rupture est obtenue par un calcul en stade élastique fissuré (Muttoni 2003). Le critère est donc strictement valable s'il est comparé à une déformation calculée en stade élastique fissuré. La courbe de chargement est par contre déterminée par des hypothèses différentes plus réalistes nécessaires pour évaluer le comportement après plastification de l'armature. Cette incohérence conduit à des petites différences dans le régime

élastiques. Les écarts sont néanmoins assez faibles et cette démarche est donc jugée acceptable pour une première approche visant à considérer simultanément le régime élastique et le régime plastique de l'armature.

La figure 2.23 montre une comparaison entre le critère de rupture donné par l'équation 2.19 et les essais de Vaz Rodrigues et Muttoni (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004). Le critère reproduit très bien les essais avec rupture dans le régime élastique. L'application de ce critère avec la courbe de chargement est du côté de la sécurité en présence de déformations plastiques puisqu'il sous-estime les rotations à la rupture et dans une moindre mesure la résistance dans le régime plastique. La courbe de chargement croise effectivement le critère de rupture avant d'atteindre les points symbolisant la rupture mesurée.

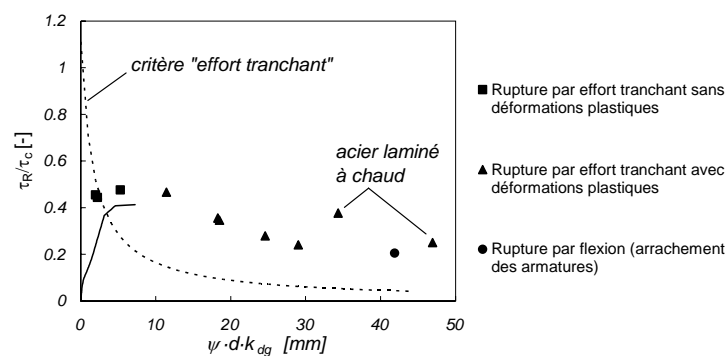


Figure 2.23: Critère de rupture à l'effort tranchant exprimé en rotation et comparaison avec des essais (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004)

Selon la démarche ci-dessus, la charge et le mode de rupture peuvent alors être obtenus graphiquement pour chaque jeu de paramètres, selon le régime déterminant :

- si la courbe de chargement croise le critère de rupture, la rupture se produit brutalement par effort tranchant,
- si la courbe de chargement ne croise pas le critère de rupture, la rupture se produit par flexion lorsque la courbure ultime est atteinte dans la section la plus sollicitée.

La courbure ultime par flexion est atteinte lorsque le béton ou l'armature atteignent leur déformation ultime. Il faut noter à cet égard que le modèle choisi procure une estimation conservatrice de la limite de ductilité par écrasement du béton :

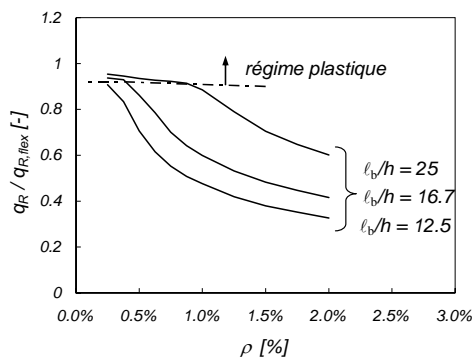
- d'une part, la contribution de l'armature comprimée n'est pas considérée. Celle-ci offre une ductilité supplémentaire à la section lorsque le béton est dans la partie post-pic du diagramme contrainte-déformation réel. L'armature reprend alors l'effort de compression tandis que la contribution du béton diminue. Il est généralement possible de maintenir le moment de flexion à une valeur proche du moment maximal lorsque les déformations de la zone comprimée sont supérieures à la déformation ultime du béton admise dans les normes (voir Muttoni 1990).
- d'autre part, les essais de Vaz Rodrigues et Muttoni ont montré que le transfert de l'effort tranchant après plastification se fait vraisemblablement par une bielle comprimée inclinée en direction de l'appui (Vaz Rodrigues, Muttoni 2004). Les efforts dans les membrures

supérieure et inférieure selon un tel modèle diffèrent fortement du comportement calculé sur la base d'un modèle de type poutre. Les déformations sont généralement supérieures à celles estimées par le modèle poutre.

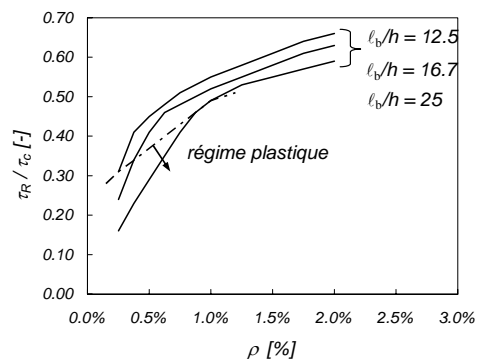
Pour l'exemple traité et pour la variation des paramètres couverte, la rupture par flexion était ainsi atteinte chaque fois par écrasement du béton (arrachement de l'armature non déterminant).

La charge de rupture par flexion est définie comme la charge atteinte lorsque la section la plus sollicitée atteint sa courbure ultime.

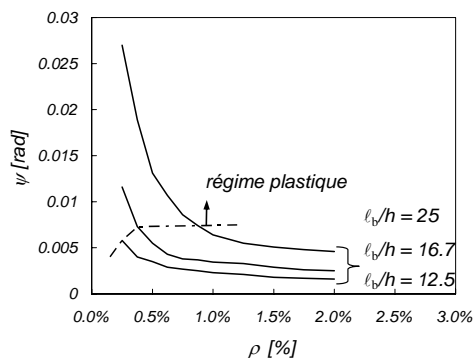
La figure 2.24a présente l'évolution de la charge de rupture ainsi déterminée par rapport à la charge de rupture par flexion en fonction du taux d'armature pour trois élancements différents. Généralement, les dalles supérieures des tranchées couvertes de type cadre sont caractérisées par des élancements relativement faibles, conséquence des charges de terre importantes qu'elles doivent supporter.



a)



b)



c)

Béton : $f_c = 30 \text{ MPa}$
 $f_{ct} = 2.5 \text{ MPa}$
 $E_c = 30 \text{ Gpa}$
 $\epsilon_{c2} = 0.5\%$

Acier : $f_s = 500 \text{ MPa}$
 $f_t / f_s = 1.15$
 $E_s = 205 \text{ Gpa}$
 $\epsilon_{su} = 10\%$

Figure 2.24: Comportement de la poutre en fonction du taux d'armature: a) rapport entre la charge de rupture et la charge de rupture par flexion, b) contrainte de cisaillement normalisée dans la section critique et c) rotation de la zone de référence à la rupture

Pour les configurations étudiées, la rupture se produit dans chaque cas par effort tranchant pour des charges inférieures à la charge de rupture par flexion. La capacité de déformation aux encastremets est insuffisante pour activer la résistance complète de la

structure. Dans la majorité des cas, la poutre est même en stade élastique lorsque la rupture se produit. Les déformations à la rupture sont alors très faibles (voir 2.24c) et la rupture se produit sans signes annonciateurs. La rotation de la zone de référence ($\ell_{ref} = 2d$) à la rupture est effectivement très faible jusqu'à la plastification. Cette dernière induit alors une augmentation rapide des déformations à laquelle s'ajoute en réalité un incrément de rotation caractéristique du passage d'un régime à l'autre qui n'est pas considéré ici (voir figure 2.23).

L'analyse du comportement de cet élément montre que l'effort tranchant est critique dans de nombreux cas. La mise en place d'étriers peut ainsi permettre d'augmenter significativement la capacité de la structure et présente l'avantage d'offrir à la structure une ductilité accrue.

La réalisation de voûtes locales ou goussets aux encastremets est aussi une solution envisageable, mais elle ne permet pas d'augmenter la ductilité de la structure.

La démarche présentée ci-dessus montre une approche possible pour considérer simultanément le comportement à l'effort tranchant des éléments sans étriers dans les domaines élastique et plastique. Cette approche devrait encore être complétée par un critère de rupture plus représentatif du comportement post-plastification. Dans la grande majorité des cas traités, les simulations effectuées sont cependant gouvernées par le régime élastique, qui est reproduit de façon satisfaisante par le modèle actuel. Les résultats sont alors en grande majorité représentatifs du comportement réel.

Au vu de ces réflexions et en l'état des connaissances, le dimensionnement plastique de ce type de structure (avec redistributions plastiques importantes des efforts) doit être exclu si aucun étrier n'est prévu. Des développements théoriques ultérieurs devraient néanmoins permettre d'autoriser un tel dimensionnement lorsque le niveau de sollicitation à l'effort tranchant est faible. Ceci est néanmoins rarement le cas pour les dalles de tranchées couvertes.

2.3 Particularités des éléments courbes fléchis

2.3.1 Description générale du phénomène

Un moment de flexion appliqué à un élément courbe provoque l'apparition de contraintes radiales, appelées aussi forces de déviation, nécessaires pour assurer l'équilibre des membrures tendue et comprimée selon le modèle de la figure 2.25.

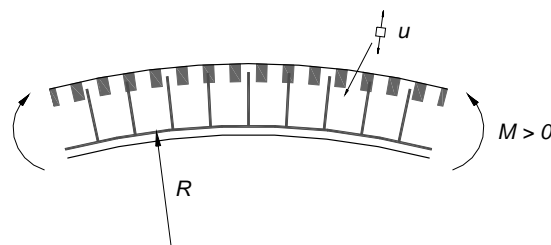


Figure 2.25: Modèle bielles-et-tirants pour la reprise de la flexion dans les éléments courbes

La reprise d'un moment négatif (selon la convention de la figure 2.25) ne pose pas de problèmes car il induit des contraintes radiales de compression qui sont reprises directement par le béton. La reprise d'un moment positif est par contre problématique, puisque des forces de déviation de traction apparaissent dans l'élément. Sur la face inférieure de l'élément, ces forces sont concentrées au droit des armatures qui exercent

par conséquent des poussées au vide pouvant provoquer l'éclatement du béton d'enrobage si aucune mesure n'est prise.

La plupart des normes et livres de référence stipulent que les poussées au vide provoquées par un changement de direction des armatures doivent être reprises par une armature appropriée. Certaines normes autorisent cependant à renoncer à cette armature si le béton d'enrobage est en mesure d'assurer la reprise de ces poussées au vide.

La norme SIA 262 (SIA 2003c), art. 5.2.7.1 mentionne :

« ... Les forces de déviation poussant au vide (...) devront généralement être reprises par des étriers supplémentaires. En l'absence d'étriers, on s'assurera que le béton d'enrobage est en mesure de reprendre les forces de déviation correspondant à la plastification de l'armature. ... »

Pour les tranchées couvertes, le fait de pouvoir renoncer à la mise en place d'étriers constitue un avantage constructif et économique indéniable.

La force de déviation par barre U dépend du rayon de courbure de l'armature R et de l'effort dans l'armature F_t selon l'expression :

$$U = \frac{F_t}{R} \quad (2.20)$$

Lorsque la sollicitation U dépasse la résistance U_R , les observations expérimentales montrent qu'il y a éclatement du béton d'enrobage selon l'un des deux modes de rupture représentés à la figure 2.26. La rupture se produit généralement par la formation d'une fissure dans le plan des armatures et le détachement de l'enrobage en bloc (mode 1, fig. 2.26a) ou par détachement d'un « coin » de béton à proximité d'une barre d'armature (mode 2, fig. 2.26b).

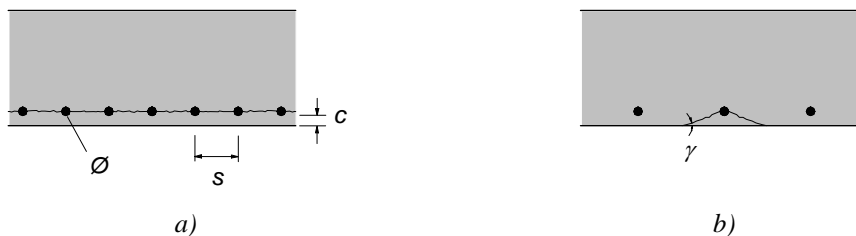


Figure 2.26: Modes de rupture par éclatement de l'enrobage: a) mode 1 avec détachement complet de l'enrobage et b) mode 2 avec éclatement d'un « coin » localisé à proximité des barres

La distribution des contraintes agissant perpendiculairement aux fissures observées à la rupture est complexe et n'est pas connue a priori. La contrainte moyenne à la rupture σ_m le long des fissures peut être exprimée en fonction de la résistance à la traction du béton par un coefficient de réduction k :

$$\sigma_m = k \cdot f_{ct} \quad (2.21)$$

La résistance aux deux modes de rupture peut alors être estimée par équilibre par :

$$U_R = k \cdot f_{ct} \cdot b_{ef} \quad (2.22)$$

avec k = coefficient de réduction appliqué à la résistance à la traction du béton, $b_{ef} = s - \phi$ pour le mode 1 et $b_{ef} = 2 \cdot (c + \phi/2) \cdot \cot \gamma$ pour le mode 2. Selon des

observations expérimentales, l'angle γ vaut approximativement 30° (Neuner, Stöckl 1981). La résistance est alors la résistance minimale selon les deux modes.

L'éclatement de l'enrobage est caractérisé par une grande fragilité, comme tout phénomène gouverné par la résistance à la traction du béton. C'est pourquoi une valeur de k inférieure à $k = 1$ doit être définie.

Une valeur de $k = 1$, qui serait choisie lors d'un calcul plastique, n'est pas réaliste car l'élément ne possède pas la capacité de redistribution nécessaire à la validité de cette hypothèse.

La démarche proposée ci-dessus est une simplification extrême du comportement réel qui fait intervenir de nombreux phénomènes.

Les paragraphes suivants présentent un résumé des recherches expérimentales effectuées sur le sujet ainsi que l'état des connaissances théoriques. Une campagne expérimentale complémentaire réalisée dans le cadre de cette étude et ses résultats principaux sont également présentés.

2.3.2 Essais existants

La résistance à l'éclatement du béton d'enrobage des éléments courbes fléchis a fait l'objet d'une recherche assez limitée. Les travaux expérimentaux de Franz et Fein (Franz, Fein 1971), de Neuner et Stöckl (Neuner, Stöckl 1981) et Intichar et al. (Intichar 2002, Intichar et al. 2004) ont néanmoins contribué aux connaissances actuelles sur le phénomène. Une description de ces essais est donnée à l'annexe B.

Les essais réalisés à ce jour ont permis de mettre en évidence les deux modes de rupture discutés plus haut et l'influence des paramètres géométriques sur la résistance.

L'occurrence de l'un ou de l'autre mode de rupture dépend principalement de critères géométriques, en particulier de l'espacement entre les barres et de l'épaisseur de l'enrobage.

Pour des petits enrobages ou pour des grands espacements entre barres, la rupture se fait par détachement d'un « coin » selon la figure 2.26b. Pour des petits espacements entre barres ou pour des grands enrobages, la rupture se produit suite à la formation d'une fissure dans le plan des armatures et au détachement en bloc de l'enrobage (figure 2.26a).

L'épaisseur de l'enrobage est aujourd'hui devenue plus grande, si bien que le mode de rupture avec formation d'une fissure dans le plan des armatures est souvent déterminant pour les espacements habituellement choisis.

La figure 2.27a compare la contrainte moyenne à la rupture (via le coefficient k) mesurée pendant les différents essais en considérant seulement les essais caractérisés par ce mode de rupture. Les essais de Franz et Fein et de Intichar et al. sont caractérisés par une contrainte moyenne à la rupture équivalente à 30 à 40% de la résistance à la traction calculée sur la base de la résistance à la compression mesurée (Franz, Fein 1971 et Intichar 2002). Les essais de Neuner et Stöckl atteignent la rupture pour des valeurs plus élevées (Neuner, Stöckl 1981).

La figure 2.27b présente le coefficient k en fonction de la déformation longitudinale des barres d'armature, calculée à partir des charges de rupture (le bras de levier est estimé sur la base d'un calcul plastique). La figure montre qu'il existe une corrélation entre la déformation des armatures et la résistance à l'éclatement de l'enrobage. Celle-ci tend à

diminuer lorsque la déformation augmente. Cette observation suggère qu'il existe une interaction du phénomène avec les mécanismes d'adhérence. Les essais de Neuner et Stöckl, caractérisés par une déformation longitudinale nulle (mode de chargement différent, voir annexe B), montrent des résistances plus élevées.

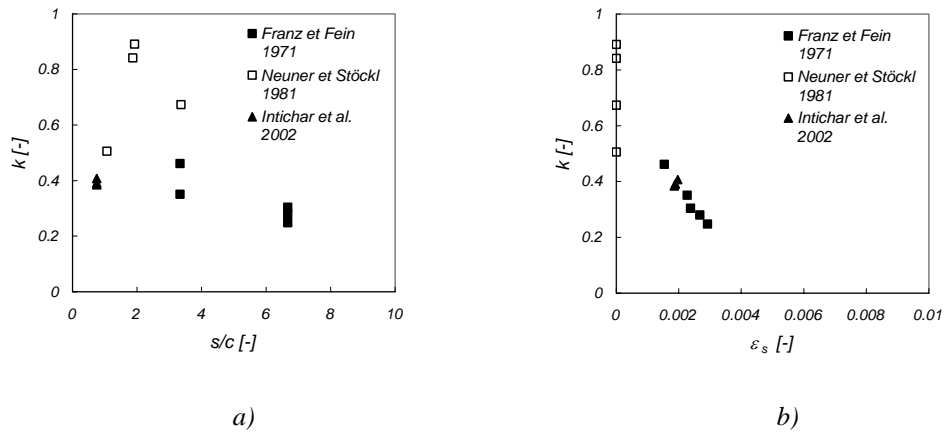


Figure 2.27: Comparaison entre les essais réalisés sur l'éclatement de l'enrobage:
 a) coefficient de réduction k en fonction du rapport entre l'espacement entre les barres s et l'épaisseur de l'enrobage c et b) en fonction de la déformation longitudinale dans les armatures ε_s (calculée)

2.3.3 Modèles théoriques et empiriques existants

La plupart des modèles connus à ce jour ont été développés durant les années 1970's et 1980's sur la base de l'état de contraintes autour de la barre d'armature, calculé en admettant un comportement élastique linéaire du béton. Ces modèles sont généralement semi-empiriques puisqu'ils sont adaptés pour tenir compte des résultats expérimentaux.

Une description des modèles de Franz et Fein (Franz, Fein 1971), de Fein et Zwissler (Fein, Zwissler 1974), Neuner (Neuner 1983) et Intichar et al. (Intichar et al. 2004) est donnée à l'annexe B.

Les modèles actuels expliquent les faibles résistances mesurées comparées à la résistance déterminée par un calcul plastique ($k = 1$) par la présence de pointes de contraintes à proximité des barres d'armature qui conduisent à la ruine de l'élément dès qu'elles atteignent la résistance à la traction du béton. Ces modèles admettent donc qu'aucune redistribution des contraintes n'est possible lorsque cet état est atteint. Cela revient à négliger le comportement post-pic du béton à la traction et ainsi la capacité de transfert de contraintes par engrenement entre les lèvres d'une fissure lorsque son ouverture est petite.

Il est très vraisemblable que de telles redistributions de contraintes se produisent avant la rupture et que les pointes de contraintes seules ne suffisent pas à expliquer les faibles résistances mesurées.

Cette hypothèse est soutenue aussi par la présence des mécanismes d'adhérence consécutifs à la déformation relative de l'armature et du béton entre les fissures (tension stiffening) ou à l'ancrage de barres dans le béton.

La transmission d'efforts de l'armature au béton se fait par des bielles comprimées prenant appui sur les nervures de l'armature (modèle de Tepfers, voir Schenkel 1998 et

FIB 2000). Ces bielles sont équilibrées par des anneaux de traction qui se créent autour des barres d'armature. Schenkel et Vogel ont montré expérimentalement que ces contraintes de traction peuvent conduire à l'éclatement du béton d'enrobage si l'épaisseur de l'enrobage est trop faible (Schenkel, Vogel 1997, voir figure 2.28b).

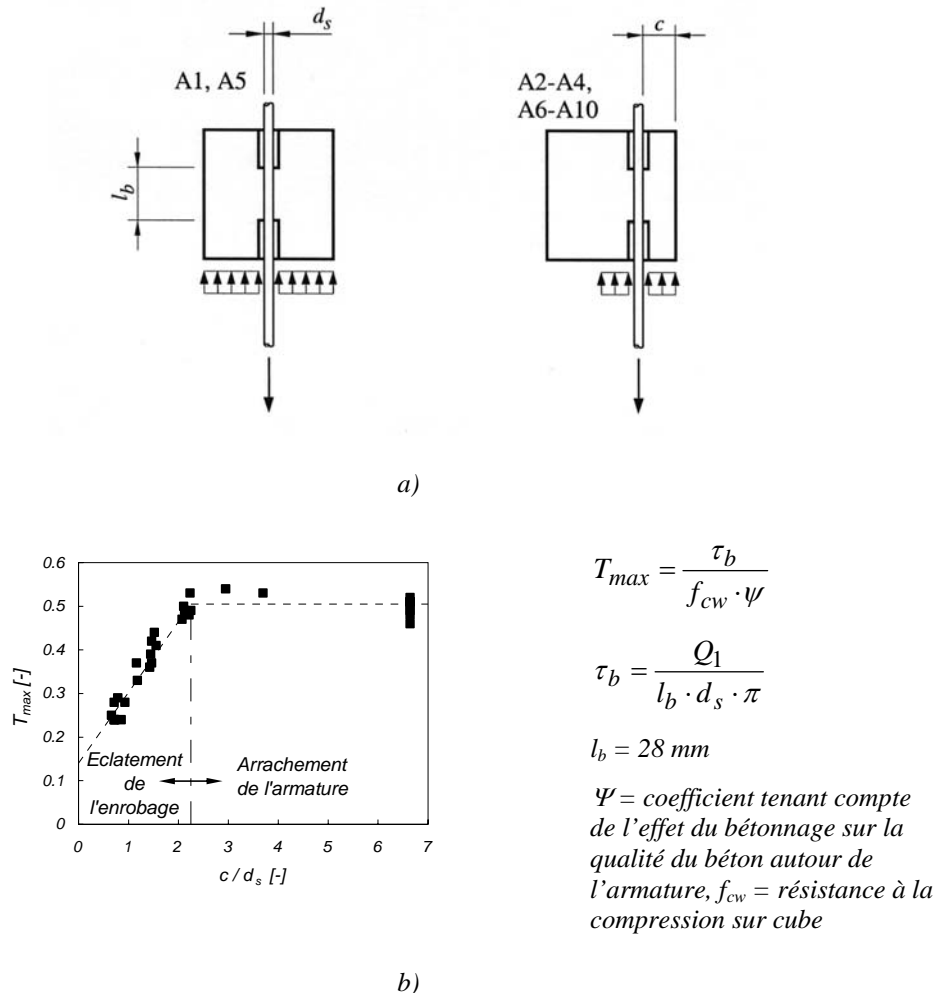


Figure 2.28: Essais Pull-out de Schenkel et Vogel (Schenkel, Vogel 1997): principe des essais et b) résultats

Une superposition de ces mécanismes aux mécanismes de reprise des forces de déviation est suggérée aussi par la figure 2.27b qui montre l'existence d'une corrélation entre la déformation longitudinale de l'armature et la résistance à l'éclatement de l'enrobage.

Intichar et al. reconnaissent l'influence des mécanismes d'adhérence sur la résistance à l'éclatement de l'enrobage (Intichar et al. 2004). Cependant, ils ne la considèrent que lorsque l'effort dans l'armature calculé en stade fissuré varie (moment variable). Intichar et al. superposent alors les contraintes de traction dues à l'adhérence aux pointes de contraintes provenant d'un calcul élastique. L'effet de l'adhérence dans une zone de moment constant, qui se manifeste par la formation de fissures, n'est pas pris en compte.

Les modèles existants ne sont donc pas satisfaisants d'un point de vue théorique puisqu'ils négligent les contraintes de traction induites par l'adhérence. Ils permettent cependant d'estimer la résistance dans les cas simples (moment constant, armature continue).

Il existe néanmoins certaines situations particulières, dans lesquelles l'adhérence joue un rôle prépondérant, qui ne peuvent pas être évaluées par ces modèles.

Des perturbations importantes de l'état de contraintes dans le béton, qui peuvent engendrer un effet défavorable sur la résistance à l'éclatement de l'enrobage, peuvent notamment être provoqués par :

- la plastification de l'armature et
- par la présence d'un joint de recouvrement.

Le comportement de l'élément courbe dans de telles situations doit être maîtrisé pour pouvoir répondre aux questions suivantes :

- Est-il possible de développer la résistance totale et la capacité de rotation d'un élément courbe fléchi sans rupture fragile prématurée ?
- Où doit-on disposer les joints de recouvrement pour ne pas influencer négativement le comportement de la structure ?

La première question est primordiale si un éventuel calcul plastique de la structure (avec redistributions plastiques importantes) est envisagé. La deuxième se pose lors de la conception du schéma d'armature.

Tous les essais réalisés à ce jour se concentrent sur le comportement des éléments courbes dans le domaine élastique de l'armature.

Une campagne expérimentale a été réalisée dans le cadre de cette recherche au laboratoire de l'institut de structures à l'EPFL dans le but de compléter les connaissances sur le phénomène, en particulier dans le domaine plastique, et aussi de répondre aux questions posées ci-dessus.

2.3.4 Campagne d'essais

Des informations plus détaillées sur les essais effectués sont données à l'annexe B. Un résumé des résultats principaux nécessaires à l'argumentation est présenté dans les paragraphes suivants.

Description des essais

La campagne d'essais comprend six poutres courbes dont la géométrie et le principe de chargement sont donnés à la figure 2.29.

Les poutres sont caractérisées par une longueur horizontale projetée de 4.8 m et une section rectangulaire de 0.4 x 0.3 m. Leur rayon de courbure intérieur de 3.5 m correspond approximativement aux deux tiers du rayon rencontré généralement dans les tunnels routiers en Suisse. Cette réduction est motivée pour augmenter les forces de déviation pour une armature donnée.

Le système statique des poutres correspond à une poutre simple avec un appui fixe et un appui mobile. Les poutres sont soumises à deux charges identiques situées à 1.1 m des appuis. Les vérins qui fournissent les forces au bâti de charges sont actionnés par une pompe manuelle, ce qui permet de maîtriser le déroulement des essais.

Le chargement et le système statique créent une zone de moment approximativement constant entre les deux charges (le poids propre induit une variation). L'effort normal de compression généralement présent dans les tranchées couvertes n'est par contre pas reproduit dans les essais. Ce procédé a l'avantage d'isoler le phénomène étudié, les

forces de déviation provoquées par l'effort dans les armatures tendues à l'intérieur du tunnel, et d'éviter des effets annexes qui compliqueraient l'interprétation des résultats. Ce système a de plus l'avantage de simplifier grandement le bâti de charge.

Les mesures effectuées se concentrent alors sur la zone centrale entre les deux charges où les forces de déviation sont les plus élevées et où la rupture est attendue.

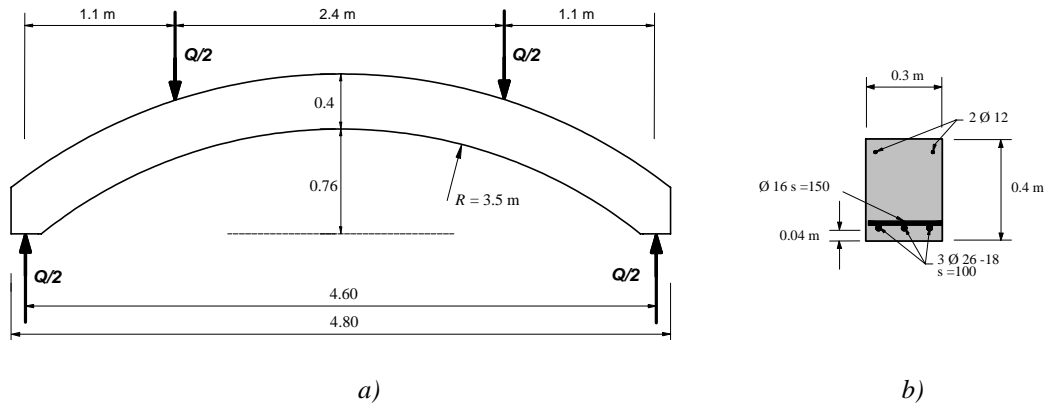


Figure 2.29: Géométrie et principe des éléments testés: a) élévation et charges b) section à mi-travée (ECP1-4 sans joint de recouvrement)

Le paramètre principal des essais est l'armature de flexion disposée en nappe inférieure.

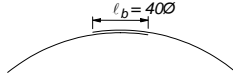
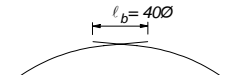
Deux sous-séries peuvent être distinguées :

- 4 poutres (ECP1-4) : armature principale continue avec des taux d'armature différents
- 2 poutres (ECP5-6) : armature principale avec un joint de recouvrement dans la partie centrale. Deux détails ont été testés.

La variation de ce paramètre est donnée au tableau 2.1.

L'enrobage théorique des barres d'armature principales est de $c = 40$ mm.

Tableau 2.1: Armature principale pour les différents éléments

Élément	Armature ¹	ρ [%]	b_{ef} ² [mm]	Joint de recouvrement
ECP1	3 $\varnothing 26$ $s = 100$ mm	1.53	222	-
ECP2	3 $\varnothing 22$ $s = 100$ mm	1.09	234	-
ECP3	3 $\varnothing 20$ $s = 100$ mm	0.90	240	-
ECP4	3 $\varnothing 18$ $s = 100$ mm	0.72	246	-
ECP5 ²	3 $\varnothing 22$ $s = 100$ mm	0.90	168	
ECP6 ²	3 $\varnothing 22$ $s = 100$ mm	0.90	168	

¹ type Topar S, ² $b_{ef} = s \cdot n \cdot \varnothing$ (n = nombre de barres)

Influence des déformations plastiques sur le comportement (ECP1-4)

La variation du taux d'armature a permis d'observer le comportement des éléments avant et après plastification des armatures. La figure 2.30 présente de manière synthétique les résultats obtenus.

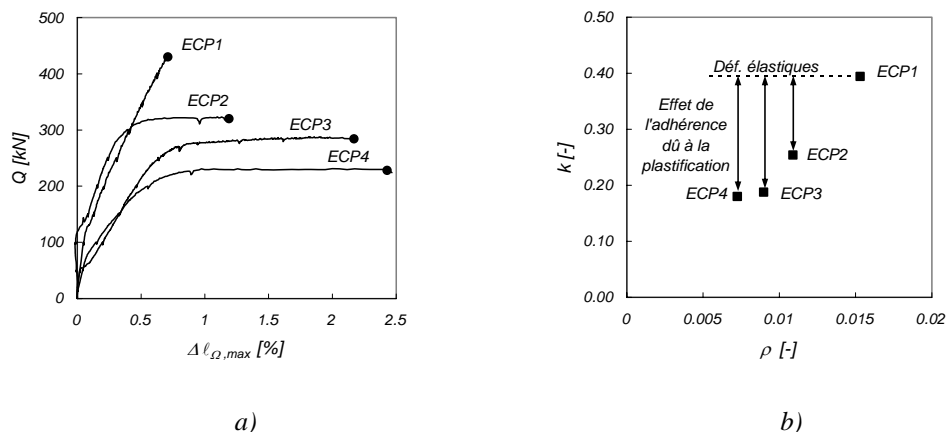


Figure 2.30: Synthèse des essais ECP1-4: a) courbe charge Q – allongement maximal de la fibre située à 0.05 m de la surface inférieure (sur les armatures principales), mesurés par des capteurs Ω (base de mesure $\ell_0 = 100$ mm) fixés sur la face latérale de l'élément et b) coefficient k en fonction du taux d'armature ρ

La rupture s'est produite chaque fois brutalement par la formation d'une fissure le long de l'armature principale dans la partie centrale de la poutre suivie très rapidement par l'éclatement de l'enrobage en un seul bloc.

Le niveau de sollicitation, dicté par l'armature, était par contre très différent d'un cas à l'autre. Alors que l'élément ECP1 s'est rompu dans la phase élastique de l'armature, les éléments ECP2-4 se sont rompus après la plastification de l'armature pour des niveaux de sollicitation plus faibles. La plastification provoque une diminution de la résistance aux poussées au vide. Cette diminution de résistance peut être attribuée à une augmentation des forces de traction dans le béton d'enrobage induites par les mécanismes d'adhérence se produisant lors de la plastification des armatures (voir figure 2.30b).

Des études expérimentales ont en effet montré que la plastification de l'armature était accompagnée d'une localisation des déformations de l'armature, d'une détérioration de l'adhérence et d'une augmentation du glissement entre l'acier et le béton (Shima et al. 1987, Bigaj 1995 et Kenel 2002). Fernández Ruiz et al. ont montré que ces phénomènes pouvaient aussi être reproduits analytiquement (Fernández Ruiz et al. 2006a) ou par des simulations numériques (Fernández Ruiz et al. 2006). Les déformations des armatures sont alors localement très élevées. Cet accroissement des déformations est accompagné par un glissement de la barre et donc par un fort déplacement des nervures de l'armature par rapport au béton aux endroits plastifiés. Ce déplacement engendre des contraintes significatives dans le béton d'enrobage par un effet de « coin ». Ces contraintes transversales, liées aux mécanismes d'adhérence, se superposent alors aux contraintes nécessaires pour reprendre les poussées au vide. La diminution de la résistance à l'éclatement est alors provoquée par une augmentation des contraintes d'adhérence. Cet effet est d'autant plus important que les déformations de l'armature sont grandes.

Dans cette optique, la géométrie des nervures, le diamètre et le type des barres ont certainement une influence sur cet effet de coin.

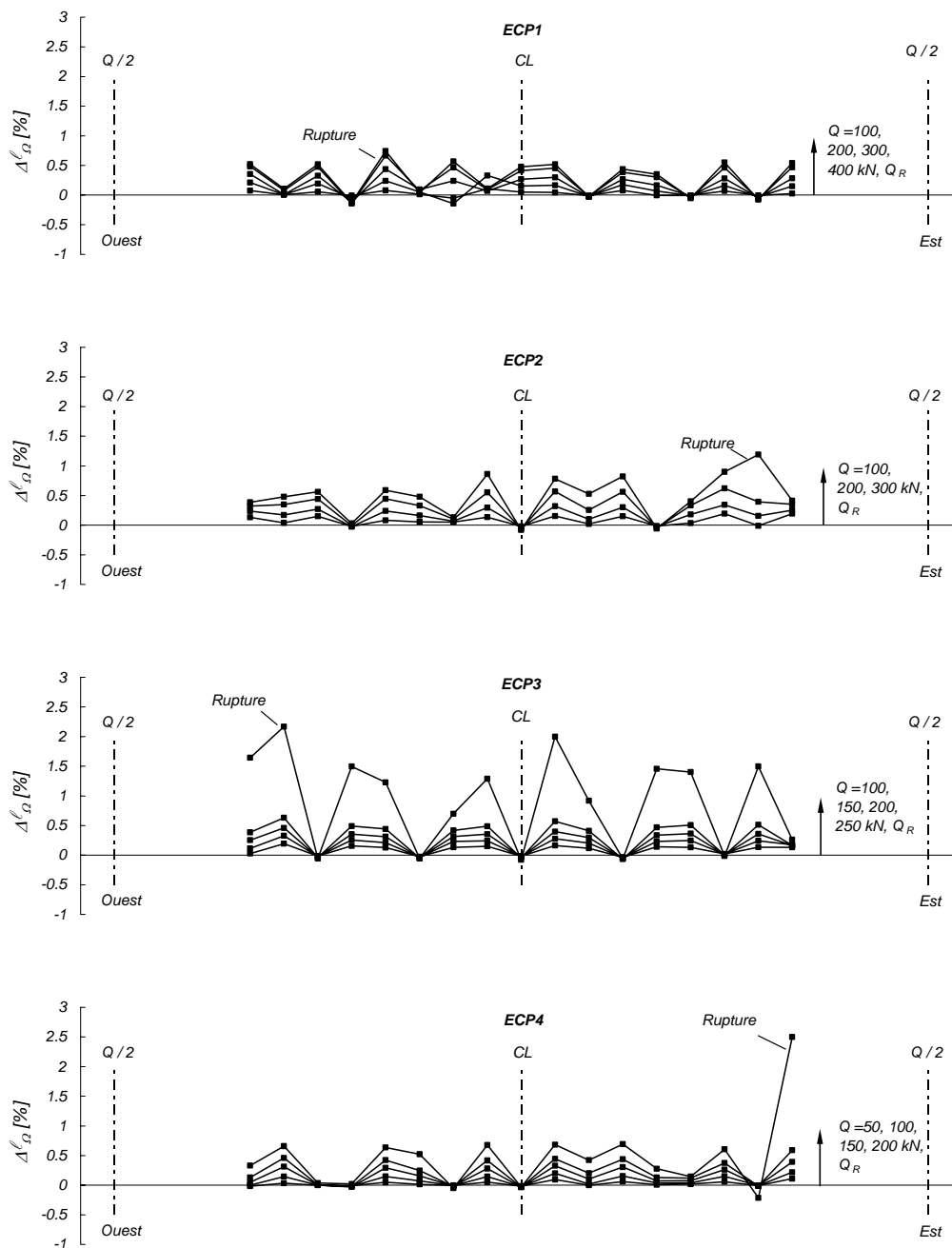


Figure 2.31: Allongements de la fibre située à 0.05 m de la surface inférieure, mesurés par les capteurs Ω (base de mesure $\ell_0 = 100 \text{ mm}$) fixés sur la face latérale de l'élément pour différents niveaux de charge

Les mesures effectuées le long de l'élément confirment qu'il existe une corrélation entre la localisation de la déformation de l'armature et la position où l'éclatement de l'enrobage est initié.

La figure 2.31 montre la déformation mesurée par des capteurs (jauges de déformation Ω) fixés sur la face latérale de l'élément au niveau de l'armature principale dans la zone centrale de la poutre. Ces capteurs mesurent en réalité la déformation du béton et

l'ouverture des fissures. Ils donnent néanmoins indirectement une indication sur la déformation de l'armature. La figure montre que dans la phase élastique de l'armature ($Q < Q_R$) la déformation est assez régulière et met en évidence les fissures de flexion (zone avec grand allongement mesuré). Pour les éléments ECP2-4, une localisation des déformations à la rupture ($Q = Q_R$) est visible en certains points. L'analyse des vidéos prises durant les essais montrent que la fissure se forme d'abord à l'un de ces endroits puis se propage très rapidement sur le reste de l'élément.

Comparaison avec d'autres essais

La figure 2.33 compare les essais réalisés avec les essais de Franz et Fein (Franz, Fein 1971), Neuner et Stöckl (Neuner, Stöckl 1981) et Intichar et al. (Intichar et al. 2004). Sur la figure, la déformation maximale de l'armature correspond à la valeur calculée sur la base des efforts pour l'essai ECP1 et pour les essais de la littérature tandis que pour les essais ECP2-4, la déformation maximale mesurée par les capteurs fixés sur la face de l'élément est considérée.

L'essai ECP1 est très proche des essais réalisés par Franz et Fein et par Intichar et al. Les essais ECP2-4 complètent l'état des connaissances sur le phénomène de l'éclatement de l'enrobage dans le domaine des déformations plastiques de l'armature. La figure confirme clairement la corrélation entre la déformation de l'armature et la résistance à l'éclatement. La perte de résistance lorsque la déformation augmente est progressive. La résistance mesurée après de grandes déformations plastiques n'atteint plus que le 50% de la valeur mesurée dans le régime élastique.

Cet effet défavorable n'est pas mentionné dans la littérature scientifique. Il n'est également pas pris en compte par les normes actuelles, dont la SIA 262.

Influence du joint de recouvrement (ECP5-6)

Le mode de rupture observé en présence d'un joint de recouvrement standard (ECP5, barres courbes) est similaire au mode de rupture observé sur les autres éléments. La présence d'un joint de recouvrement conduit cependant à une réduction de la résistance à l'éclatement par rapport à l'élément sans joint.

Le détail réalisé avec l'extrémité des barres rectilignes (ECP6) conduit à un mode de rupture légèrement différent mais ne montre aucune amélioration de la résistance. Une légère diminution de la résistance est même mesurée.

En présence d'un joint de recouvrement, la rupture se produit dans la phase élastique de l'armature. Une comparaison de ces essais avec l'élément ECP1 (rupture sans déformations plastiques) est donc plus représentative et renseigne sur l'effet du joint de recouvrement.

La figure 2.32 présente le résultat de cette comparaison. La présence d'un joint de recouvrement standard induit une diminution importante de la contrainte moyenne à la rupture normalisée (coefficient k). La valeur atteinte correspond à 74% de la valeur atteinte dans des conditions proches sans joint de recouvrement (ECP1). La diminution de la résistance est donc due d'une part à la diminution de la largeur nette participant à la reprise des forces de déviation, mais aussi à des effets liés à la présence du joint de recouvrement. Cet effet défavorable peut hypothétiquement être attribué à une perturbation locale de l'état de contraintes due à l'ancrage des armatures et au transfert des efforts entre les barres. A nouveau, les mécanismes d'adhérence sont probablement responsables de cette perte de résistance.

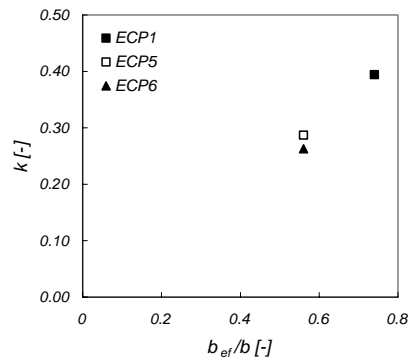


Figure 2.32: Coefficient k pour les essais avec (ECP5-6) et sans joint de recouvrement (ECP1)

2.3.5 Développement d'un modèle théorique

Les essais réalisés et l'étude des essais existants montrent à plusieurs reprises qu'il existe une interaction forte entre les mécanismes de reprise des forces de déviation et les mécanismes d'adhérence.

Un modèle physique capable de reproduire fidèlement le comportement dans le domaine plastique (ou avec un joint de recouvrement) doit ainsi être construit en tenant compte simultanément de ces deux phénomènes jusqu'ici séparés.

L'application pratique d'un tel modèle s'oppose cependant à un obstacle de taille, celui de lier la déformation locale de l'armature à la déformation d'ensemble de la structure. Des phénomènes locaux sont déterminants et de nombreux paramètres interviennent pour passer à l'échelle de la structure. Ils ne sont généralement pas connus précisément ou sont difficilement maîtrisables lors des phases de conception d'un projet (type d'acier, dispersion des phénomènes,...). La figure 2.30 montre que l'élément ECP4 se rompt avec une déformation maximale très importante. La flèche à mi-travée mesurée à la rupture était par contre très inférieure à celle mesurée lors de l'essai ECP3, caractérisé par une déformation maximale plus petite.

L'utilisation d'un modèle théorique valable aussi dans le domaine plastique pour le dimensionnement est donc difficile.

Il existe néanmoins un intérêt scientifique à développer un tel modèle pour mieux comprendre les mécanismes dictant le comportement et établir des règles de dimensionnement cohérentes.

Cette tâche n'est pas effectuée dans ce travail, car elle paraît trop spécifique comparée au cadre de l'étude qui aborde le comportement général des tranchées couvertes.

2.3.6 Comparaison avec la SIA 262

La norme SIA 262 n'est pas très précise quant à l'application des règles qu'elle propose pour la vérification de ce phénomène (art. 5.2.7, SIA 2003c).

Elle impose uniquement de vérifier le comportement à la plastification de l'armature avec une résistance à la traction du béton réduite f_{ctd} définie par :

$$f_{ctd} = 0.5 \frac{f_{ct,0.05k}}{\gamma_c} \quad (2.23)$$

où $f_{ct,0.05k}$ = résistance de calcul, fractile 5% et γ_c = coefficient de résistance pour le béton ($\gamma_c = 1.5$).

En partant de l'hypothèse que la norme SIA 262 admet implicitement la démarche simplifiée présentée au paragraphe 2.3.1, la résistance est donnée par l'équation 2.23. Pour un dimensionnement, la résistance effective correspond alors à la moitié de la résistance à la traction du béton ($k = 0.5$).

L'influence négative des joints de recouvrement est reconnue à l'article 5.2.6.4. Par contre, aucune limitation supplémentaire n'est faite concernant un éventuel effet défavorable consécutif aux déformations plastiques de l'armature.

La figure 2.33 montre que la norme actuelle est insuffisante et qu'elle prédit des résistances trop élevées. Des règles quantitatives simplifiées basées sur les essais réalisés sont proposées à l'annexe B.

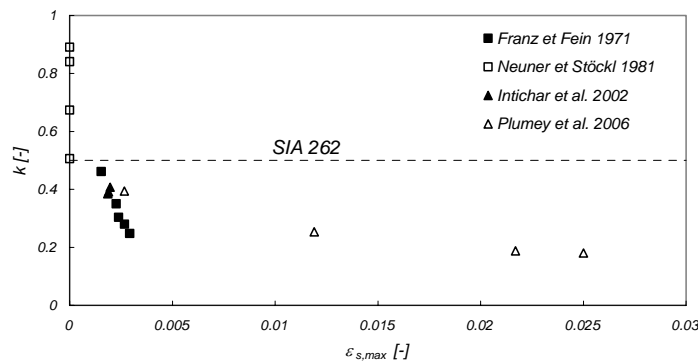


Figure 2.33: Comparaison des essais ECP1-4 avec les essais existants

2.4 Synthèse

L'analyse du comportement des tranchées couvertes en tant que structures en béton armé a permis de mettre en évidence les points critiques pour le dimensionnement.

Pour les éléments de structure rectilignes :

- 1) l'absence d'étrier et la présence d'un effort tranchant important conduisent à une réduction très forte de la capacité de déformation de la structure. Ceci est particulièrement valable pour les dalles supérieures des structures cadres qui sont généralement caractérisées par une épaisseur importante.

- 2) en conséquence et en l'état actuel des connaissances, un calcul avec redistributions plastiques n'est possible que si des étriers sont disposés dans les zones fortement sollicitées à l'effort tranchant.

Pour les éléments courbes :

- 3) l'éclatement du béton d'enrobage constitue une limitation de la capacité de déformation de la structure.
- 4) des essais en laboratoire ont montré que la résistance à ce phénomène est influencée négativement par la plastification des armatures ou d'un autre point de vue, que la présence de forces de déviation sollicitant l'enrobage conduit à une diminution de la capacité de déformation plastique de l'armature. Cet effet, inconnu jusqu'à aujourd'hui, n'est pas pris en compte dans les normes actuelles, dont la SIA 262 qui est jugée insuffisante.
- 5) la présence d'un joint de recouvrement a également un effet négatif sur ce phénomène. Cet aspect doit être considéré lors de la conception du schéma d'armature.

3 Interaction sol-structure

3.1 Etat de la question

Le terme « interaction sol-structure » est utilisé aujourd'hui pour caractériser les situations où le comportement d'une structure ne peut pas être évalué de façon précise sans considérer aussi le comportement du sol en contact et de leur interface. Du point de vue de la structure, le but d'une analyse tenant compte de l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet d'action du sol sur la structure, c'est-à-dire principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure, ceci pour pouvoir procéder aux vérifications nécessaires à son dimensionnement. Il s'agit donc d'assurer que les hypothèses faites sur le comportement du sol sont compatibles avec la réponse de la structure, principalement avec sa déformation, ceci aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

Une analyse structurale couplée sol-structure permet, si les hypothèses admises sur le comportement de chaque matériau sont représentatives, d'assurer cette compatibilité. Les outils nécessaires à de telles analyses sont néanmoins assez récents comparativement à l'intérêt porté aux structures liées au sol par les premiers mathématiciens modernes, qui remonte au XVIII^e siècle. Les connaissances théoriques sur ces structures se sont donc développées d'abord à l'aide d'outils mathématiques plus rudimentaires, généralement en découplant le comportement du sol et de la structure. La difficulté à représenter le sol par un modèle mathématique, conséquence de sa grande hétérogénéité in situ et de la complexité de son comportement (anisotropie, non linéarité, irréversibilité), fait que les expériences pratiques préalables sur des ouvrages similaires ont également joué un rôle prépondérant dans le développement des connaissances.

Parallèlement, les domaines d'application concernés par l'interaction sol-structure sont nombreux et chaque domaine a adapté ses méthodes et son niveau d'analyse à ses exigences et à ses particularités. Ceci explique que les méthodes actuelles diffèrent d'un domaine à l'autre et qu'elles intègrent la notion d'interaction sol-structure de façon différente.

3.2 Perception et interprétation de l'interaction sol-structure dans les domaines concernés

Les tranchées couvertes en tant que structures enterrées à faible profondeur présentent des similitudes importantes avec plusieurs autres structures, comme les ouvrages de soutènement, les conduites enterrées et les tunnels traditionnels.

L'étude des méthodes d'analyse, de leur développement, des connaissances phénoménologiques et de leurs conséquences sur la conception des structures dans chacun de ces domaines doit donc permettre d'établir des parallélismes ou de mettre en évidence d'éventuelles divergences entre les différents domaines.

Une telle étude est motivée pour mieux saisir les aspects importants à considérer pour analyser le comportement des tranchées couvertes et tenir compte de l'interaction de la structure avec le sol avoisinant. Une synthèse des faits marquants dans la perception de l'interaction sol-structure est présentée pour les domaines évoqués, sans pour autant être exhaustive. Elle donne ainsi un aperçu de l'état de la question.

3.2.1 Ouvrages de soutènement

Les premières réflexions sur l'interaction sol-structure remontent à l'étude des poussées latérales exercées par le sol contre un mur de soutènement. Il existe des analogies importantes avec les parois latérales des tranchées couvertes de type cadre, concernant les matériaux de remblayage utilisés et leurs procédés de mise en place.

Le dimensionnement des murs de soutènement pour résister à la poussée des terres qu'ils doivent retenir est un problème classique de l'ingénierie civile et militaire qui a intéressé de nombreux scientifiques dès le début du XVIII^e siècle. Une discussion des premiers travaux sur ce sujet (dont Bullet 1691, Gautier 1717, Couplet 1726 et 1727, Bélidor 1729, Gadroy 1746, Rondelet, 1767) est présentée par Heyman (Heyman 1972). Verdeyen donne également quelques repères historiques concernant le développement de la mécanique des sols, dans lequel les murs de soutènement prennent une place importante (Verdeyen 1959).

Théorie de Coulomb (1773)

Les bases de la théorie classique pour évaluer les poussées des terres contre ce type d'ouvrage sont cependant attribuées à Coulomb (travaux présentés en 1773 et publiés en 1776). Dans son « *Essai sur une application des règles des Maximis et Minimis* » (voir Heyman 1972), il aborde mathématiquement le cas d'un mur vertical lorsque la surface du sol qu'il retient est horizontale.

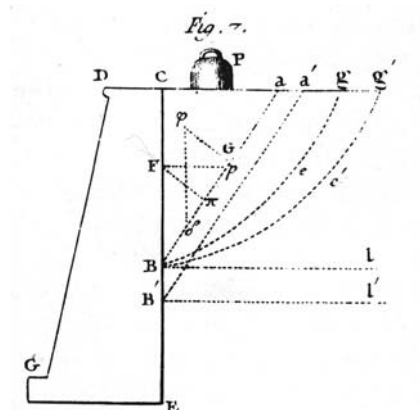


Figure 3.1: Etude du mur de soutènement par Coulomb (1776, tiré de Heyman 1972)

Coulomb admet que la surface de rupture qui se crée dans le sol derrière le mur peut être approximée par une surface plane passant par le pied du mur. Cette hypothèse est motivée par des observations faites sur des ouvrages réels qui se sont renversés. Coulomb ne fixe pas a priori l'inclinaison de cette surface α (voir fig. 3.2). Il admet ensuite que la force de frottement mobilisée au niveau de la surface de rupture peut être exprimée par le critère de rupture qui porte aujourd'hui son nom.

L'inclinaison de la surface de rupture α est alors déterminée mathématiquement par maximisation de la poussée contre l'écran nécessaire à l'équilibre, cette force étant admise perpendiculaire au mur. L'inclinaison $\alpha = 45^\circ - 1/2\varphi$, où φ est l'angle de frottement du sol, peut ainsi être trouvée lorsque la cohésion du sol est nulle et qu'aucune surcharge n'est appliquée sur la surface.

La validité de ce résultat est encore reconnue aujourd'hui lorsque le sol atteint un état de rupture de type « actif » derrière un mur de soutènement parfaitement lisse. Il peut également être démontré rigoureusement par la théorie de la plasticité (voir Chen 1975).

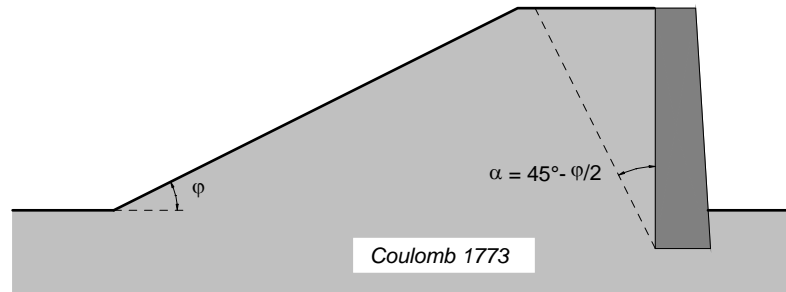


Figure 3.2: Progrès réalisé par Coulomb dans la perception de l'interaction sol-structure

Le principal progrès fait par Coulomb par rapport à ses prédécesseurs est de ne pas imposer l'inclinaison de la surface de rupture comme étant égale à l'angle de frottement du sol. Ainsi, il fait implicitement une distinction entre le cas d'un simple talus, dont la pente limite correspond à l'angle de frottement du sol (cas $c = 0$), et le cas du sol retenu par un mur de soutènement. Cette différenciation, présentée schématiquement sur la figure 3.2, peut être interprétée comme une conséquence de la présence du mur.

Cependant, la poussée agissant sur le mur est déterminée uniquement par équilibre sur la base d'un état de rupture présumé. Cette approche est celle suivie par les méthodes dites d'équilibre limite. Aucune considération n'est alors faite sur la déformation du sol ou du mur de soutènement qui est assimilé à un corps rigide. Cette dernière hypothèse était pourtant justifiée à l'époque de Coulomb puisque les murs de soutènement étaient généralement réalisés en maçonnerie.

Théorie de Rankine (1857)

Dans « *On the stability of loose earth* » (Rankine 1857), Rankine estime que la démarche suivie par Coulomb n'est pas satisfaisante du point de vue scientifique et motive ainsi sa volonté d'aborder le problème de la stabilité des terres de façon plus mathématique.

Il exprime les conditions de rupture d'une masse de sol infinitésimale sur la base de l'état de contraintes d'un solide (selon Cauchy et Lamé) en admettant le critère de rupture proposé par Coulomb. Il obtient ainsi une relation définissant la contrainte principale minimale que peut supporter une masse granulaire sans cohésion en fonction de la contrainte principale maximale appliquée.

Ce résultat est ensuite appliqué au cas d'un mur de soutènement pour déterminer la poussée latérale minimale nécessaire à assurer la stabilité de la masse de terre retenue par le mur. Dans le cas où la surface du sol est horizontale, la contrainte maximale en un point correspond au poids de la colonne de terre située au-dessus de ce point. La contrainte horizontale minimale nécessaire pour assurer la stabilité est définie comme la contrainte verticale multipliée par le coefficient donné par l'équation 3.1. A noter que le cas traité par Rankine correspond au cas d'un sol sans cohésion.

$$K_a = (1 - \sin \varphi) / (1 + \sin \varphi) \quad (3.1)$$

Plus tard, Rankine (voir Rankine 1876) applique ce résultat pour exprimer la résistance du sol qui s'oppose à une poussée provoquée par un mur de soutènement. La contrainte

verticale due au poids des terres est ainsi considérée comme la contrainte principale minimale. La contrainte principale maximale est alors obtenue comme la contrainte limite permettant d'assurer la stabilité des terres et peut être définie de façon similaire au cas précédent par le coefficient donné par l'équation 3.2.

$$K_p = (1 + \sin \varphi) / (1 - \sin \varphi) \quad (3.2)$$

Les deux états de rupture ainsi obtenus sont connus aujourd'hui sous les appellations respectivement d'état « actif » et d'état « passif » de Rankine. Rankine admet cependant que l'ensemble du terrain situé derrière le mur atteint un état limite (figure 3.3). Plus tard, les travaux de Lévy (1867) puis de Boussinesq (1878) corrigeront cette hypothèse et donneront une représentation plus correcte et plus générale des états limites derrière un mur de soutènement (voir Heyman 1972 et Verdeyen 1959).

Le lien entre l'état de contraintes dans le sol et son état de déformation n'est pas clairement exprimé par Rankine. Selon Linger pourtant, Rankine est le premier à reconnaître un lien entre la déformation du sol et les pressions de contact exercées contre le mur (Linger 1972). Cette affirmation est correcte dans une certaine mesure, puisqu'en définissant deux états de rupture possibles, l'un lorsque le mur a la fonction de stabiliser le terrain (état actif) et l'autre lorsque le terrain résiste à l'action du mur qui le comprime (état passif), Rankine admet implicitement une relation entre la déformation du mur et la poussée des terres sur celui-ci. Par contre, la nature de cette relation ne paraît pas être complètement correcte.

En effet, il admet que les poussées latérales contre le mur de soutènement provoquées par le poids des terres ne peuvent pas être supérieures aux pressions minimales compatibles avec le critère de stabilité. Cela revient à admettre que le sol derrière un mur est en état de rupture de type actif peu importe le déplacement du mur et que la poussée contre le mur ne peut pas être supérieure à cette valeur. Il y a là une incohérence avec le fait que, d'un autre côté, Rankine reconnaisse l'existence d'un état passif.

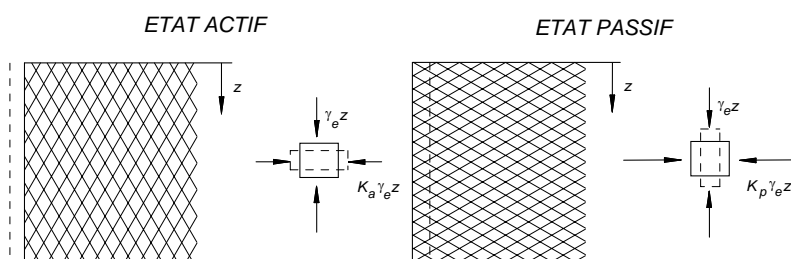


Figure 3.3: Etats de rupture de Rankine

Prise de position de Terzaghi (1936)

Cette ambiguïté est à la base d'une critique sévère du travail de Rankine par Terzaghi en 1936 (Terzaghi 1936a). Selon lui, le fait d'admettre qu'un déplacement négligeable suffise à atteindre un état de rupture actif ou passif (comportement rigide-plastique du sol) va contre toutes les observations in situ qui mettent en évidence la présence d'un état intermédiaire, appelé état au repos. D'après lui, des déformations qui dépendent des propriétés élastiques du sol sont nécessaires pour atteindre les états de rupture. En particulier, les déformations nécessaires pour atteindre un état passif ne sont pas envisageables dans les conditions réelles.

Dans sa prise de position, Terzaghi critique également la théorie de Coulomb. Il dénonce surtout la généralisation de son utilisation, au même titre que l'utilisation de la théorie de Rankine, pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, sans distinction du type de structure. Meem avait déjà mis en cause l'application de ces théories aux parois de fouilles étayées, car les efforts mesurés in situ dans les étais ne coïncidaient pas avec les valeurs prévues par le calcul (Meem 1908).

Selon Terzaghi, les hypothèses à la base de la théorie de Coulomb ne sont que rarement valables dans les cas pratiques (voir aussi Terzaghi et al. 1996). Le fait d'admettre une surface de rupture plane est une limitation, mais c'est principalement l'hypothèse sur la distribution des poussées le long du mur, admise arbitrairement triangulaire, qui est discutée. Elle dépend selon lui du mode de déplacement du mur (rotation ou translation) et de ses conditions d'appuis (mur de soutènement ou paroi de fouille étayée).

Cet article de Terzaghi est surtout intéressant au niveau de sa perception de l'interaction sol-structure qui est beaucoup plus avancée et précise que chez Coulomb ou Rankine. La figure 3.4, tirée de ce document, résume les progrès réalisés par Terzaghi à ce sujet. Elle présente l'évolution de l'intensité et de la position de la résultante de la poussée des terres agissant contre un mur de soutènement, premièrement lorsque le mur est en rotation par rapport à sa base, et deuxièmement lorsque le mur se déplace par translation.

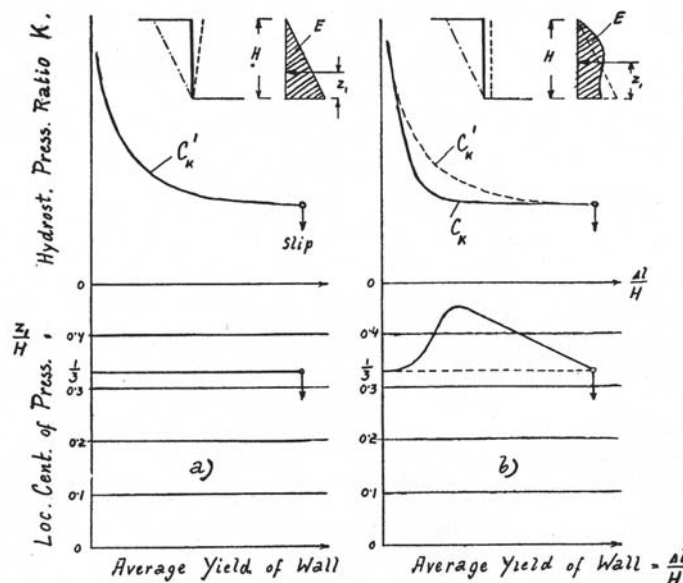


Figure 3.4: Coefficient de poussée latérale des terres contre un mur vertical et position du point d'application de la résultante (selon Terzaghi 1936a). Distinction du mode de déplacement du mur

Selon lui, la poussée des terres dépend de l'intensité et du mode de déplacement du mur de soutènement. Lorsque le mur se déplace, la poussée diminue depuis la poussée au repos pour atteindre progressivement un plateau. La courbe exprimant l'intensité de la poussée en fonction du déplacement varie selon le mode de déplacement admis pour le mur mais la valeur finale est identique pour les deux modes et correspond à la poussée active de Rankine. Ce dernier résultat peut être montré dans le cas d'un mur parfaitement lisse par la théorie de la plasticité. La position de la résultante varie également en fonction du mode de déplacement.

Terzaghi introduit donc deux notions nouvelles, représentées sur la figure 3.5. Premièrement, la réponse du sol ne peut pas être décrite seulement par les deux états de rupture actif et passif. La poussée des terres varie entre ces deux valeurs en fonction du déplacement du mur. Il mentionne aussi que l'état actif est obtenu pour des déplacements relativement faibles alors que l'état passif nécessite des déplacements importants. Deuxièmement, le mode de déplacement du mur a une influence sur l'intensité et la distribution des poussées. A ce sujet, il évoque aussi qu'il existe une différence entre un mur de soutènement en maçonnerie rigide et une paroi étayée souple. La rigidité du sol et la rigidité et les conditions d'appui de la structure ont une influence sur les poussées des terres contre la structure.

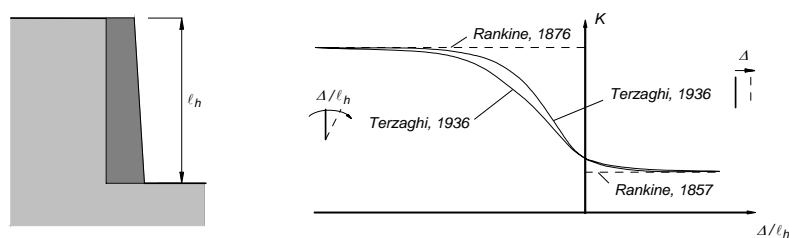


Figure 3.5: Progrès réalisés par Rankine et Terzaghi dans la perception de l'interaction sol-structure

Terzaghi écrira ensuite un certain nombre d'ouvrages de référence (dont Terzaghi 1951 et Terzaghi et al. 1996, 1^{ère} édition 1948), dans lesquels il applique ces principes pour évaluer les pressions des terres sur différents types de soutènement.

Lors de l'application de différentes théories à des cas pratiques (dont celles de Coulomb et de Rankine), il insiste sur le fait que les hypothèses doivent être justifiées et vérifiées, particulièrement celles concernant les propriétés du sol, la rugosité de la structure et l'état de déformation admis dans le sol (plastique ou non). Cela le conduit à proposer des approches différentes suivant le type de structure à dimensionner, en fonction de la rigidité et des conditions d'appui de la structure. Il distingue ainsi, entre autres, les murs de soutènement, les blindages de fouilles et les parois ancrées souples et rigides.

Travaux de Brinch Hansen (1953)

Jusqu'alors, la démarche adoptée pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement, qu'il soit basé sur des méthodes théoriques ou semi-empiriques, fait intervenir la structure dans une seconde étape après avoir estimé les pressions de contact auxquelles elle est soumise.

Celles-ci sont dans certains cas évaluées sur la base d'observations faites à l'état de service, lorsque les déplacements de la structure sont relativement faibles et que le sol est proche d'un état au repos. La vérification de la sécurité structurale du mur ou de la paroi de soutènement est donc effectuée sur la base d'hypothèses qui ne sont pas forcément vérifiées lors d'une rupture par défaillance interne de la structure. La cinématique avec laquelle sont déterminées les pressions de contact n'est en effet pas forcément compatible avec les modes de rupture de la structure. Ceci est particulièrement le cas pour les parois étayées ou ancrées pour lesquelles différents modes de rupture peuvent être envisagés : rupture d'un étau ou d'un ancrage, rupture de la paroi par flexion ou par effort tranchant, rupture globale par glissement,... . La cinématique de rupture dans le sol et les pressions de contact diffèrent par conséquent selon le mode de rupture considéré.

Brinch Hansen propose en 1953 une méthode générale, systématique et innovante pour évaluer la poussée des terres contre des ouvrages de soutènement en tenant compte de la cinématique de rupture du système sol-structure (Brinch Hansen 1953).

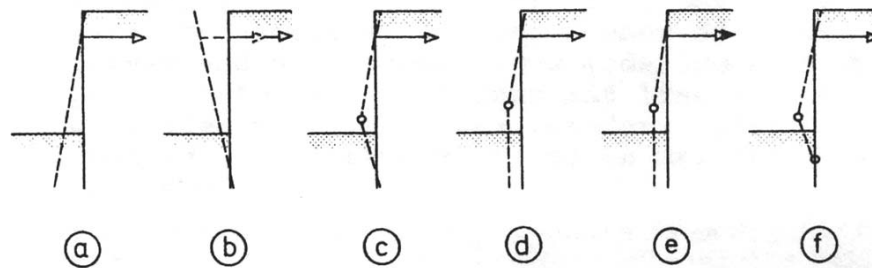


Figure 3.6: Modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée avec ou sans formation de rotules plastiques dans la structure (figure tirée de Steenfelt et al. 1981)

Le calcul de l'intensité et de la distribution des pressions de contact contre une paroi de soutènement est effectué en fonction du mode de rupture admis pour la structure. Dans une première étape, la méthode consiste à construire un mécanisme de rupture dans le sol, appelé figure de rupture et composé de lignes de rupture, de surfaces ou zones de rupture et de zones élastiques, qui est compatible avec le mode de rupture de la structure. Par certaines simplifications, Brinch Hansen propose ensuite une démarche systématique, basée sur les conditions d'équilibre, pour déterminer les pressions de contact contre les différentes parties de la paroi. La figure 3.6, tirée d'un article faisant référence à la méthode de Brinch Hansen, présente différents modes de rupture possibles pour une paroi ancrée et fichée. Un fait intéressant est que selon Brinch Hansen, le mode de rupture peut être choisi lors d'un dimensionnement. Ceci est normalement vrai pour une solution statiquement admissible au sens de la théorie de la plasticité. La méthode de Brinch Hansen ne remplit cependant pas rigoureusement les conditions requises par cette théorie (voir chapitre 4.5.1).

D'autres indications sur la méthode sont données au chapitre 4.5.1.

Brinch Hansen est le premier à intégrer directement le comportement de la structure à la ruine dans le calcul des poussées des terres. Il assure ainsi une compatibilité cinématique entre le sol et la structure à l'état limite ultime, ce qui conduit à une représentation plus réaliste du comportement du système sol-structure. L'interaction sol-structure joue donc un rôle prépondérant dans son approche.

Par contre, cette méthode qui se base sur des considérations à la rupture fait partie de la catégorie des méthodes d'équilibre limite. Elle ne renseigne pas sur les états intermédiaires et les déplacements nécessaires pour atteindre l'état de rupture admis ne peuvent pas être évalués.

Les travaux de Brinch Hansen ont influencé considérablement le dimensionnement des ouvrages de soutènement au Danemark, mais seulement dans une moindre mesure la pratique dans les autres pays.

Aujourd'hui

La pratique actuelle pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement est résumée dans de nombreux ouvrages de référence (dont Terzaghi et al. 1996, Lambe, Whitman 1969, Recordon 1985, Clayton et al. 1993).

Lors du calcul des pressions de contact agissant contre la structure, les principes suivants liés à la prise en compte de l'interaction sol-structure sont généralement évoqués :

- La méthode de calcul doit permettre d'assurer autant que possible la compatibilité cinématique entre la structure et le sol en contact.
- Des états plastiques peuvent être admis dans le sol pour autant que les déplacements de la structure soient suffisants pour atteindre de tels états.
- La méthode doit permettre d'assurer la compatibilité statique entre la structure et le sol en contact. La rugosité de la structure doit être considérée dans les calculs.

Cela conduit les auteurs à catégoriser les structures selon leur rigidité et leurs conditions d'appui et à proposer différentes approches pour les différents cas.

Recordon (Recordon 1985) distingue par exemple les écrans rigides libres de se déplacer, pour lesquels il propose des approches théoriques qui négligent la déformabilité de la structure (dont Rankine, Coulomb-Poncelet et Caquot-Kérisel), et les écrans non libres de se déplacer librement ou souples, pour lesquels il propose des méthodes semi-empiriques (Terzaghi et Peck) ou des calculs par éléments finis. Il distingue donc les cas où l'interaction sol-structure peut être simplifiée sans erreurs importantes et les cas où celle-ci doit faire l'objet d'une attention particulière.

Une présentation pertinente de la problématique propre aux ouvrages de soutènement est donnée par Clayton et al. (Clayton et al. 1993). La présentation de la théorie classique est suivie par une discussion critique de son application dans les cas pratiques, construite notamment sur la base des travaux de Terzaghi (Terzaghi 1936a). Le thème du dimensionnement des ouvrages de soutènement, organisé aussi par catégories, est précédé par une introduction sur les différents états limites à considérer pour ce type de structures.

Si la problématique posée par l'interaction sol-structure est bien présente dans l'esprit de ces auteurs, les méthodes proposées ne respectent pas toujours rigoureusement les principes ci-dessus, en particulier pour les structures hyperstatiques.

3.2.2 Conduites enterrées

Les conduites enterrées présentent également de fortes similitudes avec les tranchées couvertes, notamment quant à leur mode de construction avec remblayage et compactage du sol après la mise en place de la conduite. Elles se différencient néanmoins des tranchées couvertes par la variété des matériaux utilisés pour la conduite et surtout par l'échelle de la structure comparée à la couverture de terre sous laquelle elle se trouve généralement.

Les développements historiques liés à l'interaction sol-structure dans ce domaine jusqu'au début des années 1970 sont retracés par Linger (Linger 1972).

La première théorie pour évaluer la charge de terre que doit supporter une conduite enterrée a été proposée par Marston en 1913. Marston propose une méthode pour

considérer les effets de voûte qui se créent dans le sol situé au-dessus de la conduite et qui modifient la charge verticale que celle-ci doit supporter. Selon lui, le paramètre gouvernant le comportement de ces voûtes est le déplacement relatif entre la colonne de terre située au-dessus de la conduite et les colonnes de terre adjacentes. Si la colonne de terre au-dessus de la conduite se déforme plus que les colonnes de terre adjacentes, il y a un transfert de charge de part et d'autre de la conduite et la charge verticale la sollicitant est inférieure au simple poids de la colonne de terre. Dans le cas contraire, la charge est supérieure à cette valeur. Le principe de la théorie est représenté à la figure 3.7.

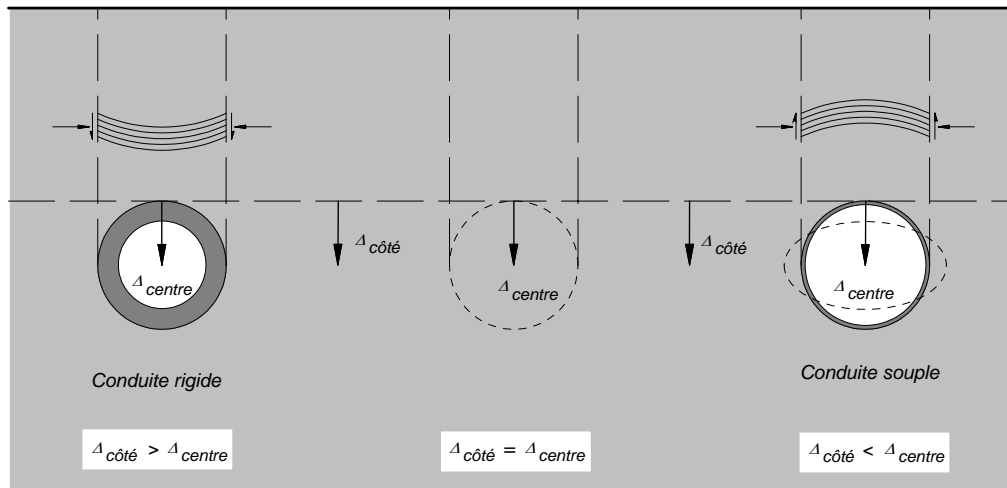


Figure 3.7: Principe à la base de la théorie de Marston: effets de voûte positifs et négatifs

Ce déplacement relatif est contrôlé par deux paramètres. La méthode de construction a d'abord une influence. La pose d'une conduite dans une tranchée favorise la création de voûtes qui soulagent la structure, puisque le terrain déjà en place se déforme peu lors du remblayage et du compactage de la tranchée. Cet effet favorable n'est pas présent lorsque la conduite est posée sur la surface existante avant la mise en place d'un remblai. La rigidité de la conduite joue ensuite un rôle essentiel puisqu'elle définit en partie le tassement de la colonne de terre qu'elle supporte.

La figure 3.8 présente le principe de la méthode dans le cas d'une conduite posée dans une tranchée. Les parois de la tranchée sont des surfaces de glissement préférentielles le long desquelles des forces de frottement sont activées lors du remblayage et du compactage du matériau de remplissage. En admettant que les contraintes normales à ces surfaces sont liées aux contraintes verticales par un coefficient de poussée latérale K , il est possible d'exprimer la condition d'équilibre des forces verticales agissant sur une couche de terre d'épaisseur infinitésimale. La résolution de l'équation différentielle ainsi obtenue fournit la charge verticale W_c agissant sur le plan horizontal passant par le sommet de la conduite, donnée par les équations 3.3 et 3.4 (voir aussi Spangler, Handy 1973).

$$W_c = C_d \cdot \gamma \cdot B_d^2 \quad (3.3)$$

avec

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu'(H/B_d)}}{2K\mu'} \quad (3.4)$$

avec $\gamma = \gamma_e$ = poids volumique du remblai, K = coefficient de poussée latérale, H = profondeur à laquelle se trouve le sommet de la conduite, B_d = largeur de la

tranchée, μ' = coefficient de frottement des parois de la tranchée $\leq \mu = \varphi$ = coefficient de frottement du remblai.

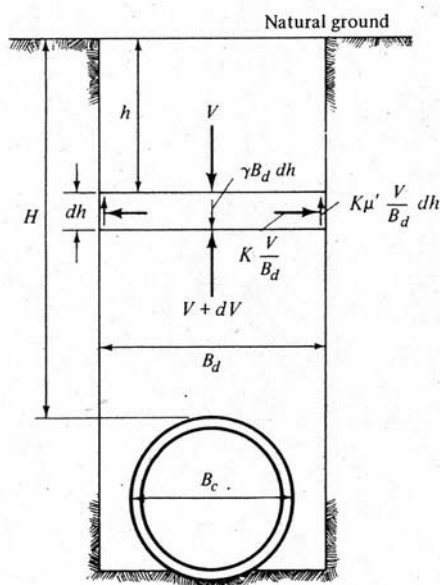


Figure 3.8: Théorie de Marston pour le calcul de la charge verticale sur une conduite posée dans une tranchée (tiré de Spangler, Handy 1973)

Dans le cas de conduites réalisées dans des remblais, une démarche similaire peut être appliquée en faisant l'hypothèse qu'il existe des plans de cisaillement fictifs verticaux et tangents aux parois de la conduite. La direction des forces de frottement est déterminée préalablement selon la direction du déplacement relatif entre la zone située au-dessus de la conduite et les zones adjacentes. Des conditions de rupture sont admises implicitement sur les plans de cisaillement, puisque le coefficient de frottement μ est utilisé.

Dans le cas de remblais avec une grande couverture de terre, la hauteur sur laquelle les forces de frottement sont activées est réduite pour tenir compte du fait que la présence de la conduite n'influence l'état de contraintes que dans une partie limitée du sol. Cette hauteur est déterminée par le plan horizontal « de même tassement », c'est-à-dire le plan où les tassements tendent vers la même valeur de part et d'autre des plans de glissement.

Cependant, la théorie de Marston n'est implicitement applicable qu'aux conduites rigides, car le sol situé latéralement de part et d'autre de la conduite n'est pas pris en compte lors de l'évaluation de la capacité portante de la structure.

Spangler élargit la théorie de Marston en 1941 et propose une formule applicable aux conduites flexibles. Sa méthode tient compte du fait que sous l'action de la charge verticale, la conduite se déforme latéralement et comprime le sol adjacent, qui contribue ainsi à la résistance du système complet. Il propose une relation proportionnelle entre la déformation horizontale de la conduite et la pression horizontale développée (voir figure 3.9). Cette relation linéaire est une très grande simplification du comportement réel qui n'est pas rigoureuse du point de vue physique.

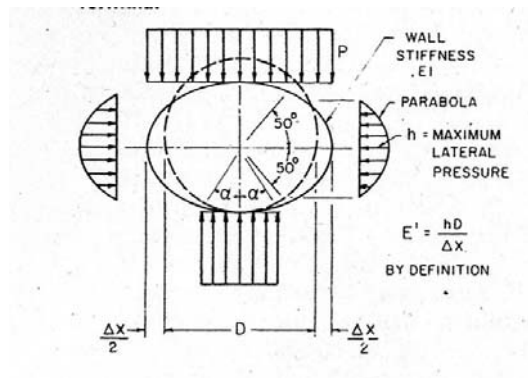


Figure 3.9: Théorie de Spangler (tiré de Linger 1972)

Spangler rend attentif au fait que la prise en compte de la contribution latérale du sol à la reprise des charges verticales nécessite certaines précautions lorsque la conduite est posée dans une tranchée creusée préalablement (Spangler, Handy 1973). Le compactage des remblais latéraux doit en effet être suffisant pour leur permettre de jouer un rôle structural. De plus, il propose de négliger cette participation dans le cas d'une conduite rigide, car les remblais latéraux sont généralement relativement compressibles et leur contribution reste faible.

Ces considérations théoriques ont permis de développer une méthode de construction tirant profit de l'interaction sol-structure. Cette méthode, connue sous le nom de « the imperfect ditch conduits », consiste à forcer le développement de voûtes de décharge (effets de voûte) dans le sol en créant une zone de sol plus souple et non compactée au-dessus de la conduite (voir figure 3.10).

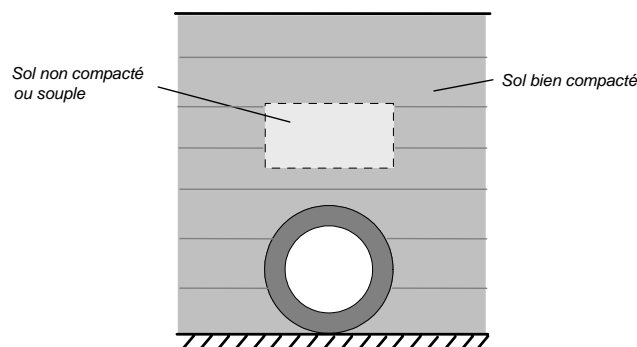


Figure 3.10: Principe de « the imperfect ditch conduits »

En 1972, selon Linger, la tendance est à la réalisation de conduites toujours plus grandes (Linger 1972). Selon les méthodes disponibles, la charge verticale calculée est cependant répartie arbitrairement de façon uniforme sur la partie supérieure de la conduite. D'après Linger, une telle simplification n'est plus justifiée pour des structures de grandes dimensions. La déformée de la structure influence le comportement du système et des redistributions de contraintes supplémentaires peuvent prendre place. Dans le cas de la conduite de section rectangulaire illustrée à la figure 3.11, la dalle supérieure est soulagée par cet effet alors que les parois latérales de la conduite et les zones de sol adjacentes sont soumises à des pressions plus importantes. Cette problématique se pose de manière similaire pour les tranchées couvertes.

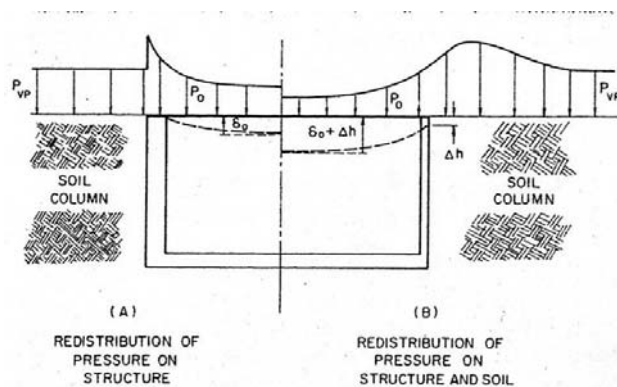


Figure 3.11: Répartition de la charge verticale sur la dalle supérieure d'une conduite rectangulaire (d'après Linger 1972): A) paroi très rigide et B) paroi souple

Une campagne de recherche considérable, réalisée aux Etats-Unis durant les 25 dernières années, a été consacrée à l'étude de différents aspects du comportement et du calcul de ces systèmes (Transportation Research Board, Committee A2K04, Subsurface Soil-Structure Interaction). Les méthodes de calcul basées sur les éléments finis, permettant de modéliser de manière plus réaliste le sol, y remplacent souvent les méthodes semi-empiriques. De nombreuses études expérimentales, justifiables par le grand nombre de structures à réaliser et facilitées par leurs faibles dimensions en comparaison avec d'autres ouvrages enterrés, ont également été menées. Les recherches effectuées sont généralement animées par la volonté d'offrir aux ingénieurs une méthode de dimensionnement simple (voir par exemple Kim, Yoo 2005).

La rigidité de la structure ou plutôt sa rigidité relative par rapport au sol est reconnue comme le paramètre clef pour évaluer les charges que celle-ci devra supporter. Ainsi, il est reconnu qu'une structure rigide « attire » les efforts alors qu'une structure souple fait participer le sol à la reprise des charges (cf. fig. 3.7 et 3.11).

A l'instar des ouvrages de soutènement, les conduites sont ainsi catégorisées selon leur rigidité, puis étudiées selon des méthodes différentes qui tiennent compte de l'interaction sol-structure à un niveau adapté à leurs particularités.

Ces structures se différencient aussi par le type de rupture auquel elles sont sujettes. Alors que les conduites rigides en béton armé se rompent généralement par écrasement du béton, les conduites souples en acier atteignent la ruine par instabilité.

3.2.3 Tunnels creusés à faible profondeur

A l'état définitif, les tunnels creusés dans des sols meubles ou dans la roche à faible profondeur peuvent être assimilés à des conduites enterrées de plus grandes dimensions. Cependant, le mode de construction est très différent et la structure de soutènement est mise en place seulement un certain temps après l'excavation. L'état de contraintes dans le sol passe donc durant ce laps de temps d'un état initial au repos à un état perturbé par l'excavation. Des effets de voûte consécutifs aux redistributions de contraintes se produisent dans le sol. Les pressions au voisinage de la cavité sont ainsi réduites si bien que le soutènement est soumis à une charge réduite par rapport aux conditions initiales. Il est généralement admis que les déplacements du sol avant la pose du soutènement sont suffisants pour atteindre un état actif au-dessus du tunnel. Différents chercheurs ont proposé des méthodes pour déterminer cette charge active, appelée aussi charge de dislocation (voir Descoedres 1989, Egger 2001 et Bouvard-Lecoanet et al. 1992).

Terzaghi (Terzaghi 1946 et Terzaghi 1951) présente une méthode pour prendre en compte les effets de voûte dans le cas théorique présenté à la figure 3.12, qu'il a aussi étudié expérimentalement (Terzaghi 1936). La bande ab est abaissée progressivement simulant ainsi l'affaiblissement d'une partie du massif par exemple suite à l'excavation d'une cavité. Une zone de rupture se crée alors dans le sol au-dessus de la bande déplacée.

La méthode consiste à déterminer les contraintes verticales dans le sol en faisant l'hypothèse que la zone de rupture peut être délimitée de manière simplifiée par deux plans de rupture verticaux situés de part et d'autre de la bande déplacée. L'expression de l'équilibre vertical d'une couche de sol infinitésimale permet, en supposant un coefficient de poussée latérale constant dans le massif, de déterminer la contrainte verticale en tout point au-dessus de la bande déplacée (voir figure 3.12).

La contrainte verticale ainsi obtenue, admise constante sur toute la largeur de la bande pour une profondeur z donnée, est fournie par l'équation 3.5.

$$\sigma_v = \frac{B \cdot \gamma}{K \cdot \tan \varphi} \left(1 - e^{-K \frac{z}{B} \tan \varphi} \right) \quad (3.5)$$

avec $\gamma = \gamma_e$ = poids volumique du sol, K = coefficient de poussée latérale, z = profondeur, B = demi-largeur de la bande déplacée, φ = angle de frottement du sol

A noter que Terzaghi reconnaît que le fait d'admettre un coefficient de poussée latérale constant dans tout le massif est une approximation. Les essais qu'il a réalisés sur des modèles physiques réduits montrent en effet une très grande variation de ce paramètre dans le massif (Terzaghi 1936).

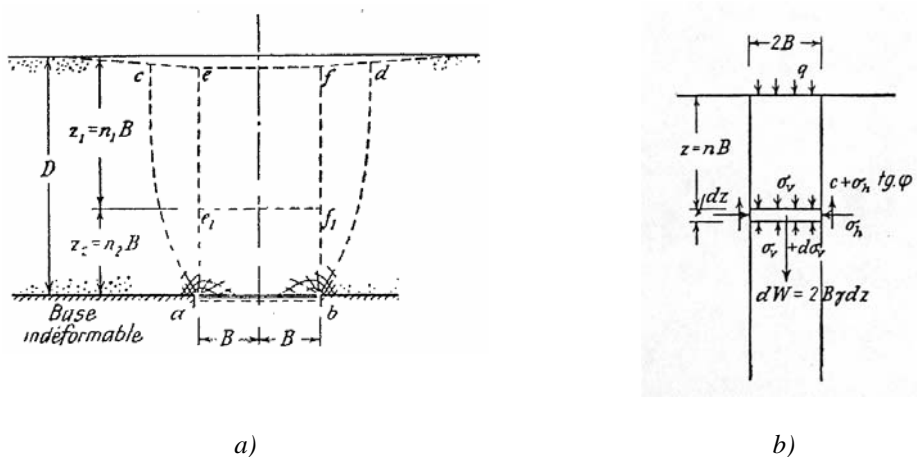


Figure 3.12: Effets de voûte dans un massif d'après Terzaghi (1951): a) cas théorique considéré et b) principe pour la détermination des contraintes verticales

La théorie proposée par Terzaghi est en fait très similaire à celle de Marston (1913) comme le montre la comparaison des équations 3.3, 3.4 et 3.5. Terzaghi se réfère au travail de Kötter (1899) qui avait résolu de manière similaire le calcul des silos. Il est vraisemblable que Marston se soit également inspiré de ces études antérieures.

A l'instar de Marston et Spangler, Terzaghi relève aussi le fait que les forces de cisaillement ne se manifestent que sur une hauteur limitée depuis la bande déplacée. L'état de contraintes dans le sol situé à une distance d'environ deux à trois fois la

largeur de la bande déplacée n'a pas d'influence sur la pression mesurée contre cette bande.

Terzaghi propose l'application de cette théorie pour déterminer la charge de dislocation agissant sur le soutènement d'un tunnel à faible profondeur. Il applique la méthode présentée à une bande de terre plus large que la largeur de la cavité pour tenir compte du développement de zones actives de part et d'autre de la cavité, représentées sur la figure 3.13a.

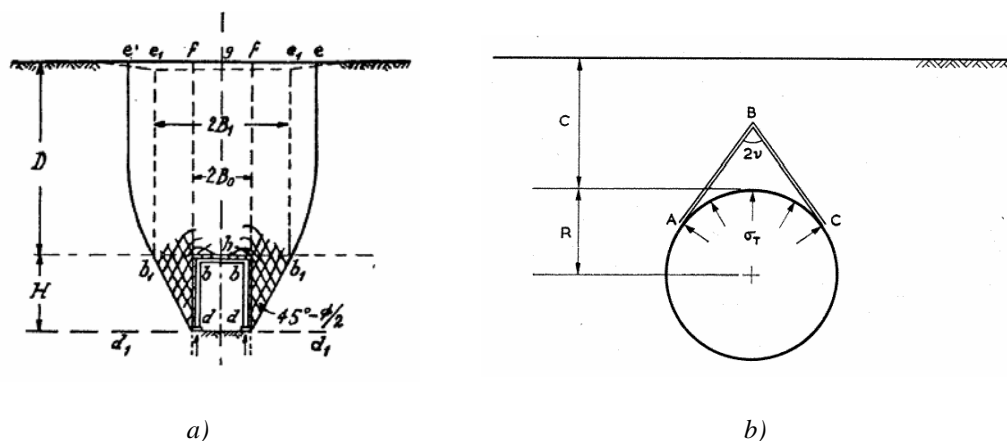


Figure 3.13: Etat de rupture autour d'une cavité après excavation selon a) Terzaghi 1951 et b) Atkinson et al. 1975

Parmi les mécanismes proposés par différents chercheurs, Atkinson et al. estiment la charge de dislocation sur la base d'un mécanisme qui ne fait intervenir que la zone proche de la clef de la cavité (voir figure 3.13b, Atkinson et al. 1975). Ils déterminent la charge par la méthode cinématique de la théorie de la plasticité.

Caquot et Kérisel proposent une approche différente pour déterminer la contrainte radiale (et verticale) agissant en clef de voûte (Caquot, Kerisel 1956). Ils déterminent cette contrainte par simple équilibre en faisant l'hypothèse que les conditions de rupture sont remplies en ce point particulier.

Barton et al. donnent une relation empirique basée sur l'analyse d'environ 200 tunnels (pas seulement à faible profondeur) pour estimer la pression sur le soutènement en fonction de l'indice de qualité de la roche (Barton et al. 1974).

Ces méthodes permettent de déterminer la charge active verticale que doit supporter le soutènement du tunnel. Une démarche possible pour déterminer les sollicitations dans la structure est décrite par Descoedres (Descoedres 1989) et Bouvard-lecoanet et al. (Bouvard-Lecoanet et al. 1992). Celle-ci n'est pas rigoureuse du point de vue théorique.

La charge horizontale est généralement obtenue en multipliant la charge verticale par un coefficient de poussée latérale actif ou au repos. Le calcul statique est alors effectué en appliquant les charges ainsi déterminées à la structure posées sur des appuis élastiques. Cette méthode, dite aux modules de réaction, reproduit de façon sommaire l'interaction du soutènement avec le sol qui l'entoure (voir annexe C).

Bien que la théorie de Terzaghi et les phénomènes qu'elle tente de reproduire (effets de voûte) soient similaires à ce qui a été présenté pour les conduites enterrées, la contribution de la structure est très différente. En effet, il est admis que la structure n'influence pas la formation des voûtes dans le massif puisque ces dernières sont la conséquence de l'excavation et se développent donc avant la pose de la structure. Selon

cette hypothèse, il n'y a donc pas d'interaction entre ces phénomènes et le comportement de la structure. L'interaction sol-structure introduite par les appuis élastiques peut être qualifiée de secondaire et ne modifie généralement que peu les sollicitations dans la structure (cet effet dépend bien entendu de la rigidité relative sol – soutènement).

3.2.4 Tunnels creusés dans la roche à grande profondeur

Les méthodes discutées dans le paragraphe précédent ne peuvent pas être appliquées directement lorsque le tunnel est creusé à grande profondeur. La surface libre a un effet négligeable sur le comportement du massif autour du tunnel et l'état de contraintes à proximité de la cavité dépend principalement de l'état de contraintes initial et du procédé d'excavation. Ces deux aspects dictent par conséquent en grande partie le comportement et le dimensionnement des structures de soutènement. Ces dernières peuvent d'ailleurs être très variées. Cette situation ne correspond pas exactement au cas des tranchées couvertes, bien que les dimensions et l'utilisation prévue des structures soient similaires.

L'application de méthodes théoriques pour le dimensionnement des tunnels à grande profondeur est difficile, d'une part car le milieu dans lequel est réalisé le tunnel est souvent très hétérogène et mal connu, et d'autre part car le percement d'une galerie dans ce milieu constitue une perturbation de l'état d'équilibre établi initialement qui est difficile à évaluer. C'est en effet un problème tridimensionnel avec des matériaux au comportement complexe qui doit être résolu.

L'interaction du soutènement avec le massif rocheux constitue cependant une problématique centrale du dimensionnement de ce type d'ouvrage. Le tunnel forme ainsi avec la roche un système statiquement indéterminé. Ceci est aussi une particularité des tranchées couvertes.

Différentes méthodes ont été développées pour estimer les sollicitations dans le soutènement. Ces méthodes sont présentées par exemple par Descoedres (Descoedres 1989). L'une de ces méthodes, la méthode convergence-confinement, est particulièrement intéressante quant à sa manière de traiter l'interaction roche-soutènement et quant à sa valeur didactique.

Les principes de la méthode, présentée schématiquement à la figure 3.14, sont décrits en détail dans Panet 1995 et Bouvard-Lecoanet et al. 1992.

La méthode consiste à décomposer le système hyperstatique en deux sous-systèmes, la roche et le soutènement, reliés entre eux par une valeur cinématique, la convergence radiale, et par une valeur statique, la pression de confinement agissant à l'interface roche-soutènement. Le comportement de ces deux sous-systèmes est ensuite évalué séparément, ce qui permet d'obtenir deux courbes caractéristiques. La courbe caractéristique du massif représente l'évolution de la convergence u lorsque la pression de confinement p à l'intérieur de la cavité diminue. La courbe caractéristique du soutènement est obtenue en appliquant progressivement une pression de confinement sur le pourtour du soutènement et en calculant la réponse de la structure. L'équilibre du système peut alors être déterminé graphiquement par superposition des deux courbes caractéristiques. Le problème tridimensionnel hyperstatique à résoudre pour déterminer l'état d'équilibre du massif rocheux et du soutènement lors de l'excavation est ainsi ramené à un problème de déformations planes représenté par deux paramètres, la convergence radiale et la pression de confinement. La difficulté principale réside dans le

calcul de la courbe caractéristique de la roche, sur laquelle réside beaucoup d'incertitudes.

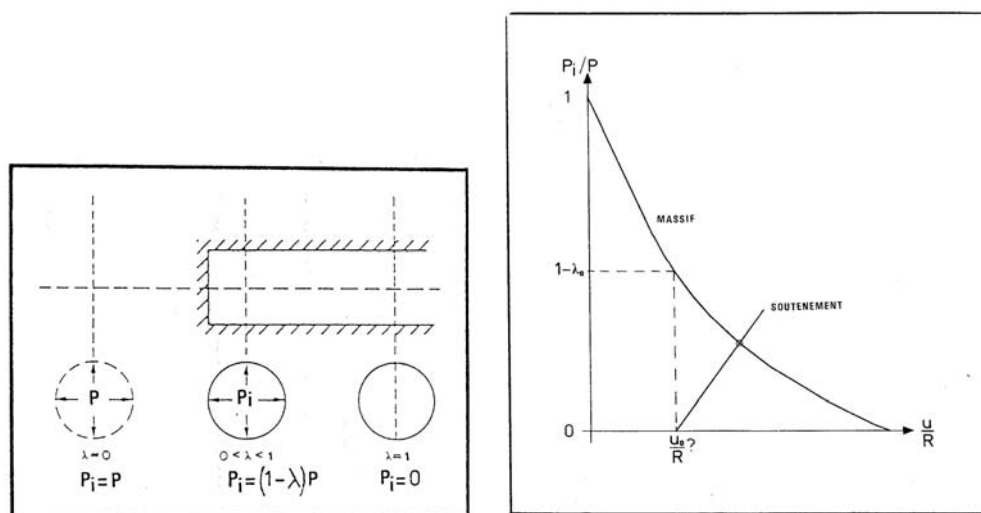


Figure 3.14: méthode convergence-confinement: principe (tiré de Corbetta et al. 1991)

La notion de courbe caractéristique au sens admis par la méthode a d'abord été proposée par Pacher (Pacher 1964). Il présente une démarche pour construire expérimentalement la courbe caractéristique de la roche sur la base de mesures de convergence effectuées lors du percement d'une galerie de reconnaissance et du comportement du soutènement mis en place, admis connu. Selon lui une telle courbe fournit des informations précieuses sur le comportement du massif dans le temps suite au percement utiles pour le choix du revêtement à mettre en place.

Lombardi propose de simplifier le problème spatial posé en un problème de déformations planes, pour lequel il est possible, moyennant certaines hypothèses, de calculer théoriquement la courbe caractéristique d'un massif élastique ou élastoplastique (Lombardi 1971 et Lombardi 1973). Une méthode simplifiée est aussi proposée pour prendre en compte la présence du front de taille. Les courbes caractéristiques peuvent aussi être calculées pour différents types de soutènement. Lombardi montre ensuite comment il est possible de déterminer graphiquement l'état d'équilibre du système en fonction du type de soutènement prévu tout en tenant compte des étapes de mise en place de ce dernier.

La représentation graphique obtenue permet alors de confronter différentes variantes de soutènement, différentes étapes de construction ou différents types de roche, et de comprendre leur influence sur l'état d'équilibre. Elle s'avère donc un outil de conception très utile pour le projeteur.

A peu près à la même époque, Panet et Guellec proposent une approche légèrement différente pour simplifier le problème spatial en un problème plan en simulant la présence du front de taille par une pression de confinement fictive (Panet, Guellec 1974). La représentation graphique est pourtant moins aboutie que celle de Lombardi.

La méthode convergence-confinement, appelée aussi méthode des lignes caractéristiques, suscite par la suite un vif intérêt et justifie plusieurs journées d'étude internationales organisées par l'Association Française des Travaux en Souterrain (voir AFTES 1979) ainsi que la publication de recommandations (AFTES 1983). Différents chercheurs ont ensuite travaillé sur le sujet, notamment sur le comportement visco-

élastique du massif rocheux (Sulem et al. 1987a et Sulem et al. 1987) et sur l'évaluation de la convergence avant la pose du soutènement (Corbetta et al. 1991).

La méthode convergence-confinement offre donc un outil pour comprendre le comportement de ces systèmes structuraux hyperstatiques et pour mesurer l'influence des divers paramètres de manière très intuitive. L'interaction entre le soutènement et le rocher apparaît clairement dans cette approche découplée.

De manière générale, le percement d'un tunnel dans le massif rocheux induit des redistributions de contraintes autour de la cavité. La décompression consécutive du massif, accompagnée par la rupture de certaines zones, provoque une augmentation des déformations dans la cavité. Ce phénomène est reproduit par la courbe caractéristique de la roche qui montre typiquement que la pression de confinement diminue progressivement au fur et à mesure que la convergence augmente. Il faut noter aussi que le comportement rhéologique des roches (paramètre « temps ») peut jouer un rôle prépondérant dans le développement de ces redistributions et doit être pris en compte dans la construction de cette courbe. La mise en place du soutènement permet alors de limiter la convergence par un choix approprié de sa rigidité, du moment de sa pose et de la distance de pose derrière le front. Dans certains cas, il peut être favorable de laisser le massif se décompresser en partie au lieu de l'en empêcher par la mise en place d'un soutènement très rigide. Il y a là une analogie d'une part avec les effets de voûte discutés au sujet des conduites enterrées, et d'autre part avec la relaxation du sol lors du développement de l'état actif derrière un mur de soutènement.

3.3 Recherches effectuées dans le domaine des tranchées couvertes

La littérature scientifique comporte relativement peu de recherches consacrées à l'étude du comportement des tranchées couvertes. En Suisse, Kovári et Tisa ont apporté une contribution importante sur le comportement de ces ouvrages en stade de construction et en service.

3.3.1 Recherche de Kovári et Tisa

Les résultats des travaux de Tisa et Kovári sont reportés dans un rapport de recherche de l'Office Fédéral des Routes (Tisa, Kovári 1993) ainsi que dans plusieurs articles (Kovári, Tisa 1982, Kovári, Tisa 1987, Kovári, Tisa 1988 et Kovári, Tisa 1998).

Leur recherche comporte deux aspects complémentaires. Kovári et Tisa ont d'une part instrumenté cinq tranchées couvertes de type voûte avec différentes sections transversales caractéristiques pour la Suisse (un tube et deux tubes). La déformée de ces structures a ainsi pu être suivie au cours des étapes de remblayage, de l'érection de la structure jusqu'à l'état final. Ces mesures constituent une information intéressante sur le comportement de ce type d'ouvrage dans les phases normales de la vie d'une structure.

D'autre part, ils ont proposé une procédure de calcul pour évaluer les sollicitations dans la structure en tenant compte du processus de construction, les mesures effectuées servant ainsi à la validation du modèle.

Mesures in situ

Les mesures de la déformée de la section transversale ont été obtenues en mesurant le changement de distance entre plusieurs points situés sur la surface intérieure du tunnel.

Elles ont permis de mettre en évidence l'importance du processus de construction sur le comportement. Kovári et Tisa ont ainsi montré que les premières phases de remblayage introduisent un état de « précontrainte » dans la structure avec un mouvement de la clef de voûte vers le haut (Kovári, Tisa 1988). Les mesures sur trois des tunnels instrumentés montrent que cet effet n'est pas compensé par des couvertures de terre faibles (1 m – 1.3 m). Selon les auteurs, une couverture de terre non négligeable peut être nécessaire pour compenser cet effet.

Les mesures montrent aussi que les étapes de construction conduisent rarement à une situation symétrique même si la géométrie finale du remblai est symétrique. Des asymétries inévitables sur les matériaux et lors du processus de mise en place et de compactage du remblai sont selon eux responsables de cet effet.

Modèle de calcul

Le remblai et le sol de fondation sont reconnus comme étant une partie intégrante du système structural, au même titre que la structure en béton armé.

La démarche consiste à adapter progressivement la structure en intégrant les nouvelles étapes de remblayage au modèle de calcul. Chaque étape de remblayage constitue d'abord une charge verticale et une charge horizontale correspondant à la poussée active ou au repos. L'effet de ces charges sur la structure est alors calculé par un logiciel basé sur la méthode aux éléments finis. Cette partie du remblai est ensuite intégrée au reste de la structure et contribue à la reprise des étapes de remblayage ultérieures.

Les sollicitations dans la structure à chaque étape sont ainsi obtenues en superposant la contribution individuelle des étapes précédentes. Cette superposition permet notamment de reproduire les asymétries induites par le processus de remblayage qui ont été mises en évidence par les mesures in situ.

Le comportement du sol de fondation et du remblai est admis élastique linéaire, de même que la structure en béton armé.

Le modèle permet de reproduire avec une assez bonne correspondance le comportement mesuré in situ, en particulier pour des voûtes minces. Les meilleurs résultats sont obtenus en admettant que le remblai est un matériau incompressible, donc en choisissant un coefficient de Poisson maximal ($\nu \approx 0.5$).

Abaques de prédimensionnement

Le modèle de calcul a ensuite été utilisé pour construire des abaques de prédimensionnement (Tisa, Kovári 1993 et Kovári, Tisa 1998).

Les abaques présentés dans Tisa, Kovári 1993 traitent de géométries diverses. Ils fournissent les efforts intérieurs ($N-M$) dans la section et permettent de tenir compte de la rigidité du remblai. La représentation donnée dans Kovári, Tisa 1998 permet en plus d'évaluer l'influence de la rigidité de la structure et de la couverture de terre finale sur les efforts dans la structure.

Selon les abaques, la situation déterminante pour le dimensionnement de la section en clef est obtenue lorsque le remblai atteint la clef de voûte du tunnel. L'augmentation du moment de flexion M (précédée par une diminution) lorsque des couches de remblai supplémentaires sont mises en place est accompagnée par une augmentation de l'effort normal de compression N qui rend le couple $N-M$ obtenu plus favorable.

Les abaques mettent en évidence l'influence prépondérante de la rigidité relative entre la structure et le remblai. Une structure rigide attire les moments de flexion, de même qu'un remblai très rigide conduit à une faible sollicitation de la structure.

Critique

Les travaux de Kovári et Tisa constituent une contribution de valeur et ont permis d'améliorer les connaissances sur le comportement des tranchées couvertes en stade de construction et à l'état de servie.

Certains aspects ne sont cependant pas abordés par cette recherche :

- le comportement de ces ouvrages proches de la ruine n'est pas traité,
- le comportement des tranchées couvertes de type cadre n'est pas évalué,
- l'influence du comportement non linéaire des matériaux n'est pas discutée.

A noter encore que la procédure de calcul proposée (en tenant compte des étapes de remblayage) est aujourd'hui incluse dans certains logiciels d'éléments finis spécialisés dans les problèmes de géotechnique (voir par exemple Z_soil, Zace Service SA 2003) et disponibles pour les ingénieurs en charge du calcul de ces structures.

3.3.2 Autres recherches

Etudes théoriques et expérimentales

Une grande partie des autres contributions sur le sujet est généralement liée à la réalisation d'une tranchée couverte en particulier.

L'étude effectuée sur le tunnel ferroviaire de Louvain-la-Neuve en Belgique est un exemple intéressant (Roisin et al. 1977). Ce tunnel de section circulaire réalisé dans une fouille d'une profondeur maximale de 18 m a fait l'objet de mesures de pressions de contact, de contraintes dans l'armature tendue et à la surface du béton et de déformations. Les auteurs interprètent les pressions mesurées qui diffèrent de leurs calculs préalables et la fissure longitudinale relevé à l'intrados en clef de voûte comme une conséquence de la formation de voûtes dans le sol qui prennent appui sur les talus de la fouille et sur la structure.

Un autre exemple est la tranchée couverte de Killwangen (Suisse, Argovie) réalisée au début des années 1970. La structure de section circulaire et d'une épaisseur de seulement 0.4 m supporte une couverture de terre allant jusqu'à 28 m. Les enseignements tirés des mesures effectuées et les considérations sur le dimensionnement de structures enterrées flexibles sont donnés par Bischoff et Zuber (Bischoff, Zuber 1976).

Des mesures ont plus récemment été effectuées lors de la réalisation de tranchées couvertes en Suisse.

Le tunnel de Pomy de type voûte a fait l'objet de mesures de déformation de la structure et des pressions de contact par l'EPFL. L'interprétation des résultats et la comparaison avec des modèles aux éléments finis est en cours. Le comportement de la tranchée couverte de Onnens de section à double cadre est également à l'étude par d'autres chercheurs.

Structures brevetées

Un certain nombre de structures préfabriquées brevetées sont utilisées pour la réalisation de tunnels en tranchée couverte ou d'ouvrages similaires (systèmes Bebo, Armco,...). Des recherches ont certainement été entreprises pour justifier et optimiser ces structures. Les résultats de ces études ne sont généralement pas disponibles dans la littérature, probablement pour des raisons liées à la protection du procédé industriel.

Mobilisation artificielle des effets de voûte

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à Paris a étudié la possibilité de mettre en place un matelas de matériau compressible composé de pneus (le Pneusol) sur les structures enterrées pour forcer la formation d'effets de voûte favorables dans le sol et ainsi soulager la structure. Des indications sur ce procédé sont données par Long et Vezole (Long, Vezole 1993). Le modèle de calcul utilisé pour déterminer les charges agissant sur la structure est basé sur la théorie de Marston développée pour les conduites enterrées (voir chapitre 3.2.2).

3.4 Pratique actuelle en Suisse dans le domaine des tranchées couvertes

La pratique actuelle en Suisse pour le calcul et le dimensionnement des tunnels exécutés à ciel ouvert est résumée dans la documentation de l'Office Fédéral des Routes établie par Vollenweider et Pralong (Vollenweider, Pralong 1998). Cette documentation a été établie pour compléter les normes SIA 160 et suivantes qui étaient reconnues insuffisantes pour procéder au calcul des structures enterrées. Elle a donc été réalisée dans l'esprit de ces normes. Le dimensionnement des éléments de structure est quant à lui régi par les normes SIA correspondantes (162, SIA 1993), aujourd'hui remplacées par la nouvelle génération de normes SIA (262, SIA 2003c). L'introduction récente d'une première norme « géotechnique » (SIA 267, SIA 2003b) précise aussi certains principes et règles pour la prise en compte des actions du sol sur les structures. Ayant un caractère général, elle ne s'applique pas directement aux tranchées couvertes. De plus, elle n'a pas encore fait ses preuves en pratique si bien que la documentation OFROU reste une référence pour le dimensionnement de ces ouvrages.

Il existe deux méthodes de calcul principales pour analyser les tranchées couvertes : la méthode aux modules de réaction et la méthode aux éléments finis. Ces méthodes se basent sur une représentation très différente de l'interaction sol-structure et nécessitent des règles d'application différentes. Une description de ces méthodes et de leur application au dimensionnement des tranchées couvertes, basée sur la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998), est donnée à l'annexe C.

Seule une critique des méthodes est proposée dans les paragraphes suivants.

3.4.1 Méthode aux modules de réaction

La méthode aux modules de réaction consiste à modéliser la structure par des barres (ou des éléments de dalle ou de coque pour un modèle 3D) appuyées sur des ressorts unidirectionnels, généralement élastiques linéaires.

L'action du sol sur la structure est composée d'une part par des charges imposées (surcharges et poussées) et d'autre part par la présence d'appuis élastiques qui simulent la réaction du sol lorsqu'il s'oppose au déplacement de la structure. L'interaction sol-structure est alors reproduite par les ressorts.

Le principal avantage de la méthode aux modules de réaction est sa proximité au calcul traditionnel des structures du génie civil. La détermination de charges imposées pour reproduire une grande partie de l'effet du sol sur la structure permet une définition claire des états limites de service et ultimes par le biais d'états d'utilisation et de situations de risque. Cette approche est transparente et permet de comprendre rapidement le fonctionnement de la structure.

Cet avantage est par contre obtenu au prix d'une simplification considérable du comportement du sol et de son interaction avec la structure.

La poussée des terres est déterminée sur la base de l'état au repos ou de l'état actif de Rankine peu importe la géométrie de la structure. Ces états de contraintes se basent cependant sur des hypothèses qui ne se sont pas remplies dans le cas des tranchées couvertes :

- L'état au repos est défini pour un massif sans structure. La présence de la structure avec une interface aux propriétés limitées constitue une perturbation qui modifie considérablement l'état de contraintes. Le processus de remblayage et de compactage influence aussi cet état.
- L'état actif de Rankine est atteint derrière un mur de soutènement après un déplacement relativement faible lorsque celui-ci s'éloigne du sol par rotation autour de sa base (voir figure 3.4). Cette cinématique ne correspond pas du tout à la cinématique de rupture probable pour les tranchées couvertes, notamment lors de rupture par flexion comme le montre la figure 3.15.
- De plus, le calcul des charges devient vite compliqué lorsque la surface libre n'est pas horizontale (surface inclinée, surface non plane).

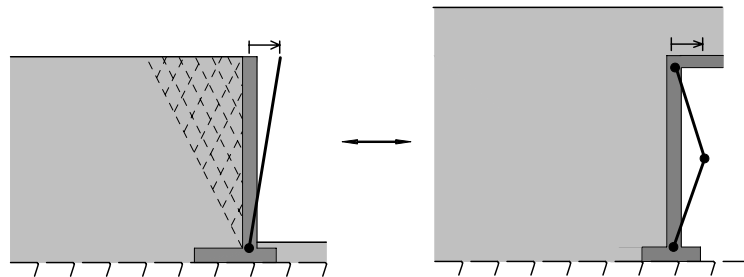


Figure 3.15: Incompatibilité cinématique de l'état actif de Rankine avec la rupture de la paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre (admise parfaitement lisse)

La modélisation de la résistance que le sol oppose au déplacement de la structure par une série de ressorts élastiques (ou élastiques-plastiques en tenant compte d'une limitation) est une représentation très grossière de l'interaction sol-structure. Chaque ressort constitue un appui unidirectionnel indépendant des autres ressorts. Le caractère continu du sol avec sa capacité à diffuser latéralement les contraintes n'est pas considéré par la méthode.

Le choix du module de réaction k_s pose également un problème puisque ce paramètre n'est pas une propriété intrinsèque du sol.

L'hypothèse d'une relation linéaire entre la réaction et le déplacement avec une limitation de la résistance maximale constitue aussi une simplification importante du comportement. La plastification du sol est en effet un processus complexe qui dépend

de la loi de comportement du matériau et de la géométrie du cas traité et qui ne peut que difficilement être reproduit par une série de ressorts élasto-plastiques. L'utilisation de cette méthode est donc acceptable à l'état limite de service mais est très discutable à l'état limite ultime, qui est atteint habituellement pour des déplacements importants de la structure auxquels correspond généralement une plastification partielle du sol.

Le manque de correspondance théorique rigoureuse entre le comportement réel du sol et le modèle constitue alors la faiblesse principale de la méthode.

L'utilisation de facteurs de charge permet néanmoins d'encadrer le comportement réel de la structure à l'état limite ultime et de pallier à ces lacunes phénoménologiques. La méthode a permis de dimensionner de nombreuses structures dans le passé qui se comportent pour la plupart de façon satisfaisante. La marge de sécurité effective sur ces structures n'est par contre pas estimable sur la base du dimensionnement effectué.

3.4.2 Méthodes aux éléments finis

La modélisation par la méthode aux éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement. La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage prenant en compte les différents éléments du système, puis à choisir les lois de comportement pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement.

La méthode aux éléments finis permet de reproduire l'interaction entre le sol et la structure de façon réaliste. La compatibilité cinématique et statique entre le sol et la structure est implicitement vérifiée si la structure et le sol sont considérés dans l'analyse et si leur interface est modélisée par des éléments de contact adaptés.

La représentativité de la modélisation de l'interaction sol-structure dépend néanmoins des lois de comportement choisies pour le sol et pour la structure. Il convient donc de choisir un niveau de précision comparable pour la structure et pour le sol qui permette de reproduire les phénomènes et les mécanismes principaux. La modélisation du sol par une loi détaillée alors que la structure est admise linéaire élastique (ou l'inverse) peut conduire à des résultats totalement faux.

Une difficulté supplémentaire réside dans son application aux tâches de dimensionnement de la structure à l'état ultime. Le rôle du sol, qui fait partie intégrante du modèle, doit en effet être précisé. Le format proposé dans la documentation OFROU (voir annexes C, D et Vollenweider, Pralong 1998) est une alternative intéressante qui semble être adaptée aux particularités de la méthode. Il doit cependant être étendu en intégrant aussi les propriétés de résistance du sol. Un positionnement face à la norme SIA 267 (SIA 2003b) est aussi nécessaire.

Une compréhension du comportement effectif de ces systèmes paraît dans tous les cas indispensable pour évaluer la pertinence de cette approche et la comparer avec d'autres concepts envisageables.

3.5 Aspects normatifs

L'introduction de normes traitant de manière générale la géotechnique est assez récente au niveau suisse comme au niveau européen.

Une description des principes de la SIA 267 (SIA 2003b) et de l'Eurocode 7 (Eurocode 1995) est donnée à l'annexe D.

L'interaction sol-structure prend une place importante dans ces documents qui mentionnent à plusieurs reprises la nécessité d'assurer les compatibilités cinématique et statique entre le sol et la structure.

Alors que l'état limite de service est généralement facile à définir, la définition de l'état limite ultime d'une structure en interaction avec le sol reste une question ouverte, en particulier lorsque la méthode aux éléments finis est utilisée.

Des philosophies légèrement différentes sont proposées par la SIA 267, par la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998) et par l'EC7.

L'application d'un format de sécurité a pour but d'augmenter la participation de la structure à la reprise des charges, de façon à procéder à un dimensionnement suffisamment prudent de cette dernière.

Il est possible d'intervenir à différents échelons pour atteindre cet objectif :

- 1) augmenter le poids volumique du sol
- 2) utiliser des valeurs de calcul pour les propriétés du sol
- 3) modifier la géométrie du remblai
- 4) appliquer un facteur de charge aux sollicitations à l'état de service

Une interprétation des différentes références mentionnées est donnée à l'annexe D.

3.6 Synthèse et besoins actuels

Interaction sol-structure

L'étude des développements historiques et des approches retenues dans le domaine des tranchées couvertes mais aussi dans d'autres domaines présentant des similitudes a permis de mieux cerner les enjeux de l'interaction sol-structure.

Trois éléments principaux ressortent lorsque l'interaction sol-structure est discutée :

- L'effet d'action du sol sur la structure dépend du déplacement de cette dernière. En fonction de ce déplacement, le sol se situe entre un état actif et un état passif.
- La déformation de la structure provoque des effets de voûte dans le sol qui peuvent soulager la structure. Certaines zones du sol se relaxent et d'autres mobilisent au contraire une résistance supplémentaire. Cela traduit la grande capacité de redistribution de contraintes dans ce type de systèmes structuraux. La rigidité relative entre le sol et la structure dicte ces mécanismes.
- La compatibilité cinématique entre le sol et la structure, de l'état de service à l'état limite ultime, constitue une condition indispensable pour garantir la prise en compte correcte des phénomènes couplés sol-structure.

Ces principes sont connus depuis les travaux de Terzaghi et apparaissent clairement dans les normes actuelles ou les ouvrages de référence. Cependant, certaines méthodes et théories utilisées aujourd'hui pour analyser les structures liées au sol ne satisfont que partiellement ces principes. Ceci s'explique en grande partie par la complexité des

problèmes à résoudre mais aussi par le développement séparé des domaines des structures et de la mécanique des sols appliquée.

Les méthodes d'analyse à disposition aujourd'hui permettent de reproduire de manière représentative les mécanismes couplés sol-structure. Le niveau de sophistication apporté à la structure et au sol est pourtant rarement identique. Des hypothèses trop simplificatrices sont en effet souvent choisies pour la structure, admise par exemple linéaire élastique, ou au contraire pour le sol, modélisé par exemple par des ressorts élastiques. Cet état est probablement aussi la conséquence du développement historique séparé des domaines des structures et de la mécanique des sols.

Besoins actuels

Les connaissances théoriques et les études de cas détaillées sur le comportement des tranchées couvertes sont limitées. Les recherches de Tisa et Kovári sont parmi les seules connues de l'auteur qui traitent du comportement des tranchées couvertes. Elles ne couvrent cependant que l'état de service de ces ouvrages. Les états limites ultimes à considérer et les critères de dimensionnement déterminants ne sont pas encore connus aujourd'hui.

Il existe donc un besoin important d'améliorer les connaissances théoriques sur le comportement des tranchées couvertes à l'état limite ultime. Comme la ruine de la structure entraînent inévitablement la participation du sol, les mécanismes couplés sol-structure doivent alors être étudiés.

Le format de sécurité, avec notamment la définition des facteurs partiels sur les matériaux et sur les modèles, doit aussi être arrêté et uniformisé. Une meilleure connaissance du comportement et de l'influence des paramètres principaux est indispensable à cet exercice.

Pour ces raisons, la suite de ce travail se concentre sur l'étude du comportement des tranchées couvertes considérées comme des systèmes structuraux sol-structure.

4 Application de la théorie de la plasticité aux systèmes sol-structure

4.1 But

Le but de ce chapitre est de montrer que l'interaction sol-structure peut avoir une influence considérable, favorable ou défavorable, sur l'état limite ultime des structures liées au sol.

Cette problématique est abordée à travers deux exemples, la fondation superficielle infiniment longue sous charge centrée et la paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre en stade de construction, à l'aide de la théorie de la plasticité.

L'hypothèse de déformations planes est admise dans tous les développements présentés.

Les hypothèses admises sur les matériaux et les théorèmes principaux de la théorie de la plasticité sont présentés dans un premier temps.

4.2 Matériaux

La théorie de la plasticité s'applique lorsque les déformations élastiques sont sensiblement plus faibles que les déformations plastiques. Le comportement des matériaux peut alors être approximé par un comportement rigide parfaitement plastique. La démonstration de certains théorèmes de cette théorie nécessite aussi que la loi d'écoulement soit associée.

Une description des hypothèses admises pour le sol et pour la structure est présentée dans les paragraphes suivants.

Comportement du sol

Il est admis que le sol obéit à un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Une description de ce critère de rupture est donnée entre autres par Chen (Chen 1975) et Vulliet (Vulliet 2001).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb peut être exprimé en fonction des contraintes effectives principales σ_1' , σ_2' et σ_3' par :

$$F = -\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \cdot \sin \varphi' + c' \cdot \cos \varphi' = 0 \quad (4.1)$$

qui prend aussi la forme :

$$\tau' = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (4.2)$$

La contrainte effective est définie en fonction de la contrainte totale σ et de la pression interstitielle u :

$$\sigma' = \sigma - u \quad (4.3)$$

La résistance du sol est donc définie complètement par la cohésion effective c' et l'angle de frottement effectif φ' .

Les relations ci-dessus se basent sur la convention de signes habituellement admise en géotechnique. Une contrainte positive correspond alors à une contrainte de compression. Le critère de rupture ainsi obtenu est représenté dans le plan de Mohr à la figure 4.1 en admettant cette fois-ci la convention de signes opposée (contrainte

positive = contrainte de traction), qui correspond à la convention admise en mécanique des structures.

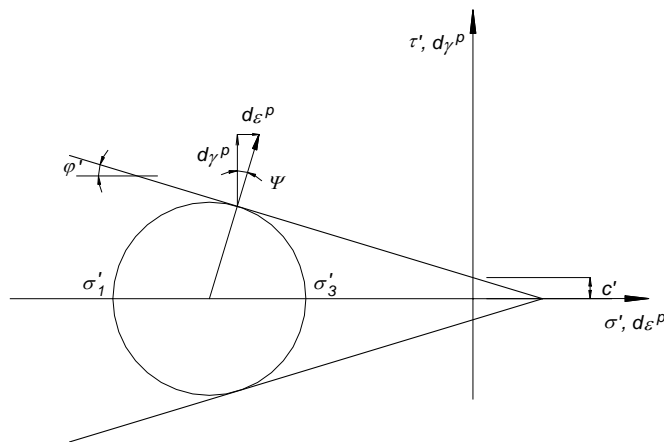


Figure 4.1: Critère de rupture de Mohr-Coulomb et loi d'écoulement associée (convention de signes « structures », contrainte positive = contrainte de traction)

Par souci de simplification, les « ' » utilisés pour caractériser les contraintes effectives ne sont plus représentés dans la suite du texte.

L'incrément de déformation plastique (ou vitesse de déformation) est défini en admettant qu'il se produit perpendiculairement à un potentiel plastique Q :

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.4)$$

La loi d'écoulement est dite associée si le potentiel plastique Q correspond au critère de rupture F . Sur un plan de Mohr où les contraintes et l'incrément des déformations plastiques sont représentés simultanément, le vecteur de l'incrément des déformations plastiques est dans ce cas perpendiculaire au critère de rupture (voir figure 4.1). On parle alors de règle de normalité. Dans le cas contraire, la loi d'écoulement est dite non associée.

La déformation plastique est accompagnée d'un accroissement de volume (ou dilatance), décrit par l'angle de dilatance Ψ . En plasticité associée, l'angle de dilatance est égal à l'angle de frottement (voir Chen 1975).

L'application d'une loi rigide parfaitement plastique avec une loi d'écoulement associée est sujette à discussion dans le cas d'un géomatériau.

Plateau d'écoulement

Le fait d'admettre un plateau plastique infini lorsque l'état de rupture est atteint est en effet une simplification importante. Les matériaux compactés présentent généralement une résistance de pic suivie d'une branche adoucissante pour finalement atteindre une résistance résiduelle. Le pic de contrainte observé sur la courbe contrainte de cisaillement-glisement d'un sol granulaire compacté n'est par contre pas présent si le sol n'a été soumis à aucun compactage (voir figure 4.2).

Le choix des propriétés de résistance doit ainsi être fait de manière à reproduire au mieux le comportement réel en considérant notamment le niveau de déformation qui sera atteint.

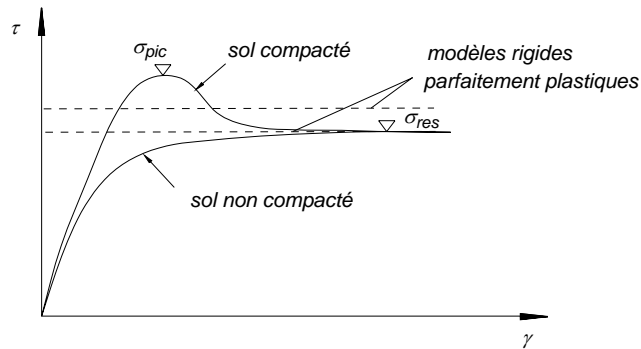


Figure 4.2: Influence du compactage sur le comportement d'un matériau granulaire

Loi d'écoulement associée

La pertinence d'une loi d'écoulement associée dépend aussi du type de sol.

Les sols argileux en conditions non drainées respectent généralement la règle de normalité. Leur déformation plastique se fait alors sans accroissement de volume ($\varphi_u = 0$).

Les sols granulaires ($\varphi \neq 0$) sont quant à eux caractérisés par une dilatance importante. Cette propriété dépend du matériau et peut être évaluée par un essai triaxial. Cependant, l'accroissement de volume admis par la loi d'écoulement associée ($\Psi = \varphi$) est généralement trop important comparé aux observations expérimentales.

L'application de la théorie de la plasticité associée à ce type de matériau peut malgré tout être acceptée et donne des résultats raisonnables selon Chen (Chen 1975). Elle présente en outre des avantages théoriques très intéressants :

- La règle de normalité permet en effet de démontrer le théorème de la borne supérieure.
- Ceci garantit l'existence d'une solution unique à un problème posé qui peut alors être encadrée par une borne supérieure et une borne inférieure. Ce n'est pas le cas pour les matériaux suivant une loi d'écoulement non-associée.

Comportement de la structure

L'hypothèse d'un comportement rigide parfaitement plastique constitue une grande simplification du comportement d'un élément de structure en béton armé. Elle est néanmoins communément acceptée moyennant une certaine diminution de la résistance à la compression du béton qui dépend de la fragilité de son comportement (voir Muttoni et al. 1997, SIA 2003c).

L'étude présentée ici se limite aux éléments de structure linéaires (poutres ou bandes de dalles). Le comportement rigide-plastique est alors déterminé uniquement par le moment résistant de la section considérée M_R .

La dilatance flexionnelle due au déplacement de l'axe neutre n'est pas considérée. Les rotules plastiques se forment alors sur l'axe de l'élément.

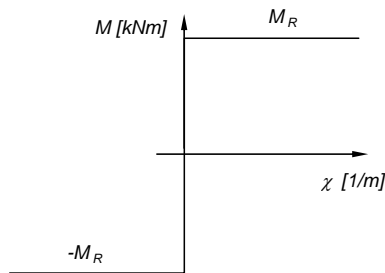


Figure 4.3: Diagramme moment-courbure rigide-plastique admis pour les éléments linéaires

4.3 Rappel des théorèmes principaux de la théorie de la plasticité

Les hypothèses et les théorèmes de la théorie de la plasticité sont présentés entre autres par Muttoni et al. en vue d'une application à des structures en béton armé (Muttoni et al. 1997) et par Chen dans le cadre d'un ouvrage consacré à l'analyse limite des sols (Chen 1975). Seuls les théorèmes principaux sont rappelés ici.

Hypothèses

Mis à part l'hypothèse déjà discutée sur le comportement des matériaux, la théorie de la plasticité fait l'hypothèse que les effets du 2^{ème} ordre sont négligeables.

Théorème de la borne inférieure

« Un système de charges $[Q_s]$ basé sur un champ de contraintes statiquement admissible qui ne viole nulle part la condition de plasticité (dictée par le critère de rupture) est une borne inférieure de la charge de rupture réelle $[Q_R]$. »

Le champ de contraintes est statiquement admissible s'il remplit les conditions d'équilibre et respecte les conditions de bord statiques.

Théorème de la borne supérieure

« Un système de charges $[Q_c]$ associé à un champ de déplacements (ou champ de vitesses) cinématiquement admissible et formant un mécanisme est une borne supérieure de la charge de rupture réelle $[Q_R]$. »

Un champ de déplacement est cinématiquement admissible :

- si les conditions de bord géométriques sont respectées et
- si la résistance est atteinte dans les zones plastiques admises et si leurs déformations respectent la règle de normalité (loi d'écoulement associée).

Théorème combiné

« La charge de rupture réelle $[Q_R]$ est en équilibre avec un champ de contraintes statiquement admissible qui satisfait la condition statique de plasticité et forme un mécanisme licite. »

4.4 Fondation superficielle

La pratique actuelle pour l'analyse des fondations superficielles consiste généralement à considérer le sol et la structure comme deux entités distinctes et à procéder à la vérification de la résistance du sol respectivement au dimensionnement de la fondation de façon séparée sans prendre en compte les interactions existantes (voir entre autres, Terzaghi 1951, Recordon 1985).

4.4.1 Sol purement cohésif non pesant ($\gamma_e = 0, c > 0, \varphi = 0$)

La détermination de la capacité portante de la fondation infiniment longue soumise à une charge centrée a fait l'objet de nombreuses études. On admet dans un premier temps que le sol est purement cohésif et non pesant.

Solution existante : fondation infiniment résistante

L'approche traditionnelle consiste à admettre que la fondation est infiniment rigide et résistante. Le problème se réduit alors à un calcul de résistance du sol et la fondation n'a pas de rôle prépondérant.

La capacité portante de la fondation Q_R , déterminée par la théorie de la plasticité, est alors donnée par la relation (voir Chen 1975, Salençon 1983) :

$$Q_R = (\pi + 2) \cdot c \cdot b \cong 5.14 \cdot c \cdot b \quad (4.5)$$

La rupture se produit selon le mécanisme de la figure 4.4a dit mécanisme de Prandtl.

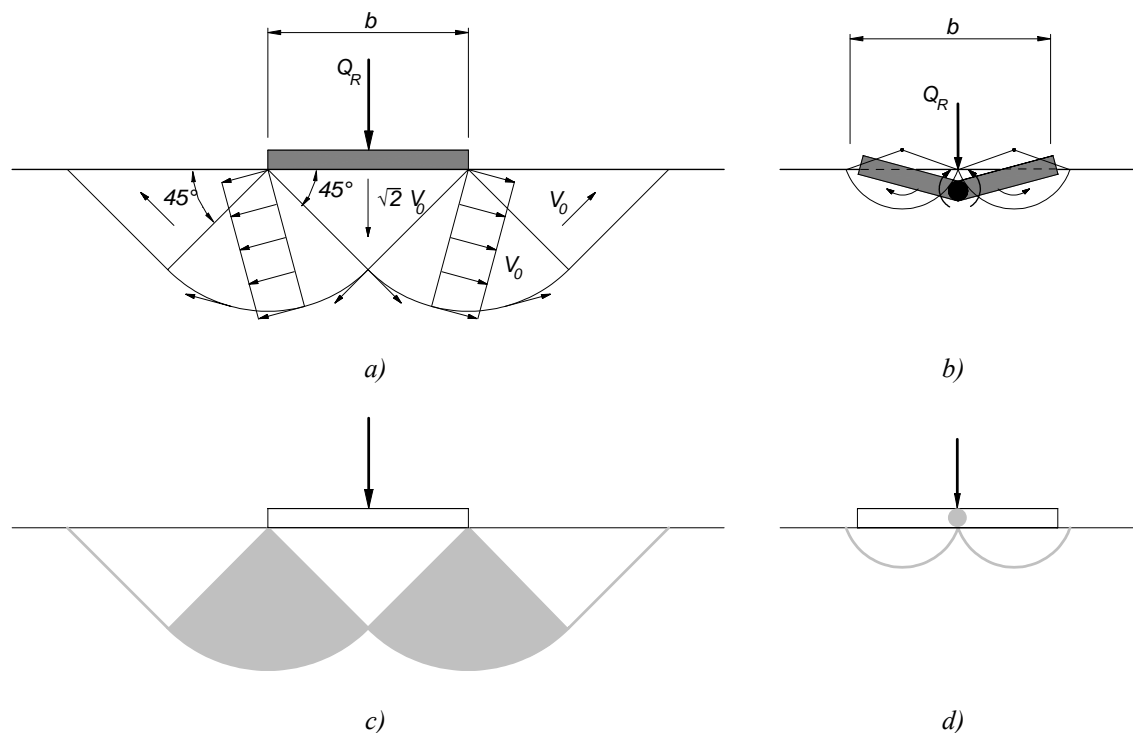


Figure 4.4: Mécanismes de ruine pour la fondation infiniment longue (sol purement cohésif non pesant) : a) mécanisme de Prandtl et b) mécanisme avec rotule plastique. Zones avec dissipation d'énergie (en gris): c) mécanisme sans et d) avec rotule plastique (fondation parfaitement lisse)

Il est possible de montrer que l'approche cinématique de la théorie de la plasticité appliquée à ce mécanisme fournit la capacité portante donnée par l'équation 4.5. Le mécanisme est composé de corps rigides se déplaçant en bloc (zones triangulaires) et de secteurs circulaires plastifiés et cisailés (zones de Prandtl). La dissipation d'énergie se fait donc à l'intérieur de ces dernières zones et aux interfaces des différentes zones lorsqu'un déplacement relatif est prévu (voir 4.4c).

Un champ de contraintes admissible selon la théorie de la plasticité a également été trouvé (voir Chen 1975). La relation 4.5 constitue donc la solution exacte de la capacité portante de la fondation selon les théorèmes de l'analyse limite. Ce résultat est vrai sans restriction sur les propriétés de l'interface entre le sol et la fondation puisqu'il n'y a aucun déplacement relatif entre le sol et la fondation à l'interface selon le mécanisme admis pour la démonstration.

A la ruine, la répartition des pressions de contact sous la fondation est uniforme si bien que la fondation est soumise à un moment maximal M_{max} (par mètre linéaire) donné par l'équation :

$$M_{max} = \frac{(\pi + 2) \cdot c \cdot b^2}{8} \quad (4.6)$$

Rupture conjointe dans le sol et dans la structure : approche cinématique

Dans le cas où la fondation n'a pas une résistance infinie et si cette résistance M_R est inférieure à M_{max} défini par l'équation 4.6, la capacité portante donnée par l'équation 4.5 ne constitue plus la solution exacte du problème. En effet, la condition de résistance nécessaire à l'application du théorème de la borne inférieure de la théorie de la plasticité n'est pas respectée dans la fondation. La relation 4.5 n'est qu'une borne supérieure de la capacité portante de la fondation. Cela signifie qu'il existe pour ce problème un autre mécanisme de ruine plus défavorable que le mécanisme de Prandtl.

Solutions existantes

Cette problématique a déjà été abordée par plusieurs chercheurs. Herzog (Herzog 1987) a ainsi étudié le comportement d'une fondation de résistance limitée reposant sur des ressorts élastiques parfaitement plastiques dont la résistance est limitée par une pression de contact ultime. Cette approche ne considère cependant pas l'influence du mode de rupture sur la pression ultime.

Landgraf et Quade ont aussi étudié le comportement jusqu'à la ruine de fondations superficielles de différentes formes sur sol non cohésif en considérant le comportement non linéaire de la structure en béton armé et l'interaction sol-structure (Landgraf 1992, Landgraf, Quade 1993). La fondation repose également sur des ressorts mais les auteurs font la distinction entre une rupture avec et sans rotule plastique lors de la vérification de la charge ultime. L'étude de mécanismes de rupture tenant compte de la plastification de la structure est effectuée par Landgraf dans sa thèse (Landgraf 1992). Le mécanisme admis pour le cas d'une fondation infiniment longue n'est cependant pas rigoureusement admissible au sens de la théorie de la plasticité. La solution proposée fait de plus l'hypothèse que la répartition des pressions sous la largeur de la fondation en contact avec le sol (plus petite que la largeur de la fondation) est connue et est triangulaire. Cette hypothèse non justifiée par l'auteur est discutable. De plus, aucune relation permettant de déterminer la largeur de contact n'est donnée par l'auteur.

Les solutions proposées dans la suite sont développées sans faire l'hypothèse d'une quelconque répartition des pressions sous la fondation. La charge ultime du système est alors déterminée en considérant simultanément le sol et la fondation.

Solution proposée

La capacité portante peut être estimée par l'approche cinématique de la théorie de la plasticité sur la base de mécanismes de ruine potentiels.

Le mécanisme représenté à la figure 4.5 et comparé à la figure 4.4 avec le mécanisme de Prandtl est un mécanisme de ruine admissible au sens de la théorie de la plasticité. Ce mécanisme admet la formation d'une rotule plastique dans la structure à l'endroit où le moment de flexion est maximal. Le développement de la rotule implique une rotation de la fondation et du sol. Ce mouvement de rotation est obtenu ici en créant deux lignes de rupture circulaires d'épaisseur infinitésimale dans le sol de part et d'autre de la charge et en imposant une rotation en bloc des zones ainsi délimitées autour des centres de rotation O et O' . La géométrie du mécanisme est décrite de façon univoque par deux paramètres : le rayon R et l'angle α .

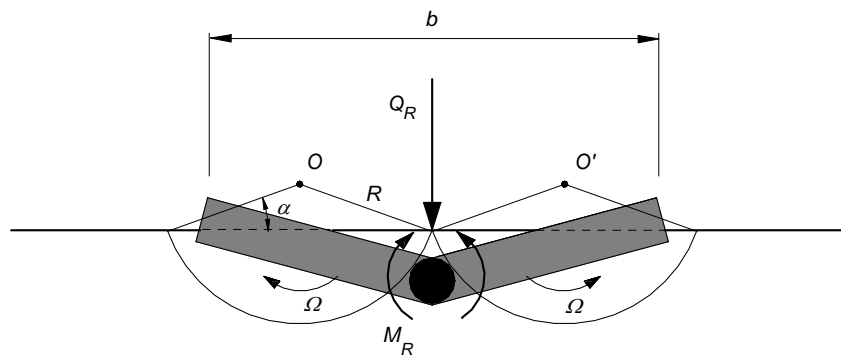


Figure 4.5: Mécanisme de ruine avec rotule plastique (fondation infiniment longue sur sol purement cohésif non pesant)

Il est possible de calculer la charge ultime du système selon ce mécanisme en exprimant l'équilibre par le principe des travaux virtuels.

Interface lisse

L'interface entre le sol et la fondation est d'abord admise parfaitement lisse. Un éventuel glissement peut se faire sans dissipation d'énergie.

Travail externe

Sous une vitesse de rotation infinitésimale Ω , le travail des charges extérieures W_{ext} (par mètre linéaire) correspond au travail de la charge appliquée W_Q et vaut :

$$W_{ext} = W_Q = Q_R \cdot \Omega \cdot R \cdot \cos \alpha \quad (4.7)$$

Travail interne

Le travail interne D consiste en une dissipation d'énergie dans les zones plastifiées et est négative par convention.

La dissipation d'énergie se produit ici (voir figure 4.4d) dans le sol au droit des lignes de rupture (D_{sol}) et également dans la structure au sein de la rotule plastique (D_M).

La dissipation d'énergie par mètre linéaire vaut par conséquent :

$$D = D_{sol} + D_M \quad (4.8)$$

$$\text{où} \quad D_{sol} = -2 \cdot R^2 \cdot (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot c \cdot \Omega \quad (4.9)$$

$$D_M = -2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (4.10)$$

avec M_R = moment résistant de la fondation par mètre linéaire.

Principe des travaux virtuels

Le principe des travaux virtuels, qui impose que la somme du travail externe et du travail interne est nulle, s'écrit :

$$W_{ext} = -D \quad (4.11)$$

$$\Rightarrow Q_R \cdot \Omega \cdot R \cdot \cos \alpha = 2 \cdot R^2 \cdot (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot c \cdot \Omega + 2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (4.12)$$

qui devient après simplification :

$$Q_R(R, \alpha) = 2 \cdot R \cdot \frac{\pi - 2\alpha}{\cos \alpha} \cdot c + \frac{2M_R}{R \cdot \cos \alpha} \quad (4.13)$$

La géométrie la plus défavorable de ce mécanisme est obtenue par minimisation de la charge ultime en fonction des deux paramètres géométriques (voir annexe F).

En introduisant le paramètre adimensionnel :

$$\mu = \frac{M_R}{b^2 c} \quad (4.14)$$

la charge minimale est obtenue sous les conditions :

$$R = \frac{\sqrt{\mu}}{\sqrt{\pi - 2\alpha}} \cdot b \quad (4.15)$$

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \cdot \cot \alpha \quad (4.16)$$

La capacité portante par mètre linéaire obtenue selon ce mécanisme devient :

$$Q_R = 4\sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\frac{\pi - 2\alpha}{\cos(\alpha)^2}} \cdot b \cdot c \cong 6.65\sqrt{\mu} \cdot b \cdot c \quad (4.17)$$

La valeur de l'angle $\alpha = 0.405$ est obtenue en résolvant l'équation implicite 4.16.

La relation 4.17 constitue une borne supérieure de la capacité portante de la fondation parfaitement lisse.

Interface avec adhérence

On considère maintenant la fondation avec une interface opposant une résistance à un éventuel glissement. L'interface est alors caractérisée par une adhérence a liée à la cohésion du sol par :

$$\beta = \frac{a}{c} \quad (4.18)$$

La même procédure peut être appliquée. La dissipation d'énergie interne comporte alors un terme supplémentaire considérant l'effet de l'interface.

Selon les paramètres géométriques R et α , seule une partie de l'interface est en contact avec le sol (décollement partiel de la fondation). En effet, si $R \cdot \cos(\alpha) < b/4$, une partie de la fondation se décolle du sol. Dans le cas contraire l'ensemble de la fondation est en contact avec le sol.

Il est admis ici que seule la partie de l'interface en mouvement vers le bas participe à la dissipation d'énergie. Les parties se déplaçant vers le haut, même si elles sont théoriquement en contact avec le sol en mouvement selon le mécanisme admis, ne sont pas considérées car un léger décollement suffirait pour annuler cette contribution. La solution obtenue est donc une approximation.

La dissipation d'énergie dans l'interface (si $R \cdot \cos(\alpha) \leq b/2$) vaut :

$$D_{int} = -2 \cdot R^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot a \cdot \Omega = -2 \cdot R^2 \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot \beta \cdot c \cdot \Omega \quad (4.19)$$

Après minimisation (voir annexe F), on obtient :

$$Q_R = 4\sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\frac{\pi - 2\alpha}{\cos(\alpha)^2} + \beta \cdot \tan \alpha} \cdot b \cdot c \quad (4.20)$$

avec α défini par l'équation :

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4}\beta\right) \cdot \cot \alpha \quad (4.21)$$

Rupture conjointe dans le sol et dans la structure : approche statique

Une borne inférieure de la capacité portante de la fondation peut être obtenue en déterminant un champ de contraintes statiquement admissible qui respecte les conditions de résistance des matériaux. Une telle solution est facilement obtenue à partir de la solution exacte de la capacité portante de la fondation de résistance infinie qui fournit une pression de contact admissible pour le sol $\sigma_{adm} = (\pi + 2)c$.

En appliquant cette pression de contact admissible sur une largeur de contact b_c plus petite que la largeur de la fondation b (voir figure 4.6) et en calculant le moment de flexion maximal dans la fondation, on obtient :

$$M_R = M_{max} = \frac{(\pi + 2) \cdot c \cdot b_c^2}{8} \quad (4.22)$$

En introduisant $M_R = \mu \cdot b^2 \cdot c$, on obtient :

$$b_c = \sqrt{\frac{8\mu}{(\pi + 2)}} \cdot b \quad (4.23)$$

La charge ultime vaut :

$$Q_R = (\pi + 2) \cdot c \cdot b_c = \sqrt{8 \cdot (\pi + 2)} \cdot \sqrt{\mu} \cdot b \cdot c \cong 6.41 \cdot \sqrt{\mu} \cdot b \cdot c \quad (4.24)$$

La relation 4.24 représente une borne inférieure de la capacité portante de la fondation si $b_c \leq b$.

Cette solution est valable pour toutes les interfaces.

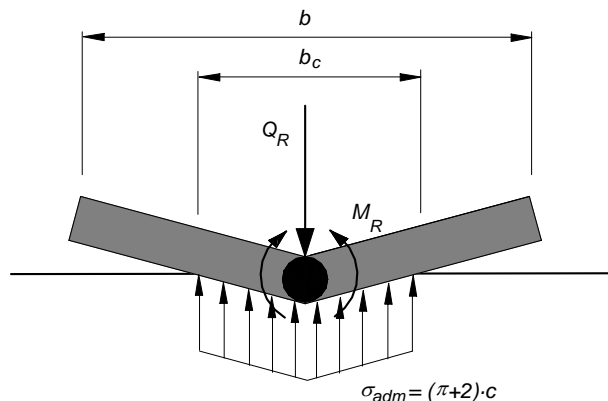


Figure 4.6: Distribution des pressions sous la fondation pour le calcul de la solution statiquement admissible (sol purement cohésif non pesant)

Capacité portante

La figure 4.7 présente l'évolution de la charge ultime du système en fonction du moment résistant de la fondation en considérant les solutions existantes et les solutions proposées.

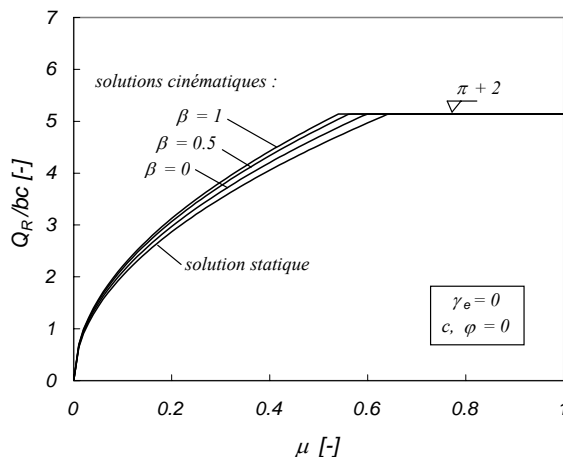


Figure 4.7: Capacité portante de la fondation (par mètre linéaire) sur sol cohésif non pesant en fonction du moment résistant de la fondation ($\mu = M_R / (b^2 c)$, $\beta = a/c$)

Les solutions présentées ci-dessus permettent d'encadrer la capacité portante exacte de la fondation reposant sur un sol purement cohésif non pesant.

Deux régimes de comportement peuvent être mis en évidence. Pour les fondations de faible résistance, le mode de rupture avec rupture conjointe du sol et de la fondation est déterminant. La faible résistance de la structure constitue une limitation de la capacité portante du sol puisque celui-ci n'est pas exploité au maximum sous la totalité de la fondation. Lorsque la résistance de la fondation dépasse une certaine valeur limite qui dépend des propriétés de l'interface, le mode de rupture par poinçonnement de la

fondation dans le sol devient déterminant. La capacité de la structure n'est dans ce cas pas exploitée complètement.

Dans le cas de la fondation sur sol purement cohésif non pesant, l'interface a une influence assez restreinte. La capacité portante est augmentée lorsque l'adhésion de l'interface augmente jusqu'à atteindre la cohésion du sol (contact parfait), mais l'augmentation reste faible.

La relation quadratique liant la capacité portante du système au moment résistant de la fondation lors d'une rupture conjointe sol-structure traduit en réalité sa capacité à redistribuer plastiquement les efforts. En effet, lorsque le moment résistant de la fondation est atteint, le développement de la rotule plastique est accompagné par une redistribution des pressions vers une zone de contact réduite jusqu'à ce que la résistance du sol soit également atteinte. L'augmentation de la résistance de la fondation permet d'augmenter la surface de contact entre le sol et la fondation à la ruine et par conséquent la résistance du système. Cette augmentation est bien sûr limitée par la relation 4.5.

4.4.2 Sol purement cohésif pesant ($\gamma_e \neq 0$, $c > 0$, $\varphi = 0$)

Les mécanismes donnés à la figure 4.4 peuvent être résolus en incluant aussi l'effet du poids du sol.

Dans l'équation des travaux virtuels, le travail des forces extérieures est complété par le travail du poids du sol en mouvement.

Pour le mécanisme de Prandtl (sans rotule plastique), le travail produit par les différentes zones s'annulent, si bien que la solution donnée par l'équation 4.5 reste correcte. Par contre, la solution n'est plus forcément la solution exacte car aucun champ de contraintes connu tenant compte du poids volumique du sol ne correspond à cette charge ultime. Une rupture selon un autre mécanisme n'est pas exclue (voir 4.4.3, mécanisme de Hill par exemple).

Pour le mécanisme avec rotule plastique dans la fondation, le travail du poids propre du sol est également nul. Pour la même raison que pour la fondation sans rotule plastique, la solution statiquement admissible ne peut plus être construite dans ce cas.

Les solutions obtenues par ces deux mécanismes admissibles (mécanisme de Prandtl et mécanisme proposé) sont par conséquent des bornes supérieures de la capacité portante. La comparaison des charges ultimes qu'elles prédisent reste néanmoins possible. Pour des fondations de résistance petite, la solution obtenue avec la rotule plastique constitue alors une borne supérieure plus faible que la solution sans rotule plastique. Le régime de comportement avec rupture conjointe dans le sol et dans la structure est donc déterminant dans ce cas.

4.4.3 Sol frottant sans cohésion ($\gamma_e \neq 0, c = 0, \varphi > 0$)

La capacité portante est maintenant étudiée dans le cas d'un sol non cohésif frottant.

Solutions existantes : fondation infiniment résistante

La solution exacte de la capacité portante d'une fondation sur sol pulvérulent et pesant n'est pas connue. Cependant, plusieurs mécanismes assez proches des mécanismes observés réellement permettent d'obtenir une estimation de la capacité portante (bornes supérieures). Les solutions correspondant aux mécanismes généralisés de Prandtl et de Hill sont données notamment par Chen (Chen 1975). Les prédictions de la capacité portante selon ces deux mécanismes sont rappelées ci-après.

Mécanisme de Prandtl

Le mécanisme décrit à la figure 4.8a constitue une généralisation du mécanisme de Prandtl de la figure 4.4a, afin de satisfaire la règle de normalité dans le cas d'un sol avec un angle de frottement non nul qui se traduit par une dilatance $\Psi = \varphi$ des zones plastifiées participant au mécanisme. L'adaptation de la géométrie et le remplacement des secteurs circulaires cisailés par des zones délimitées par une spirale logarithmique (zones de Prandtl) permettent de remplir cette condition. Les vecteurs vitesses font donc un angle φ avec les surfaces de glissement. Cette condition garantit l'admissibilité du champ de vitesses. Le mécanisme est décrit géométriquement par les deux paramètres ξ et η .

La dissipation d'énergie se fait à nouveau aux différentes interfaces et aussi à l'intérieur des zones de Prandtl (subissant un cisaillement, voir figure 4.8b).

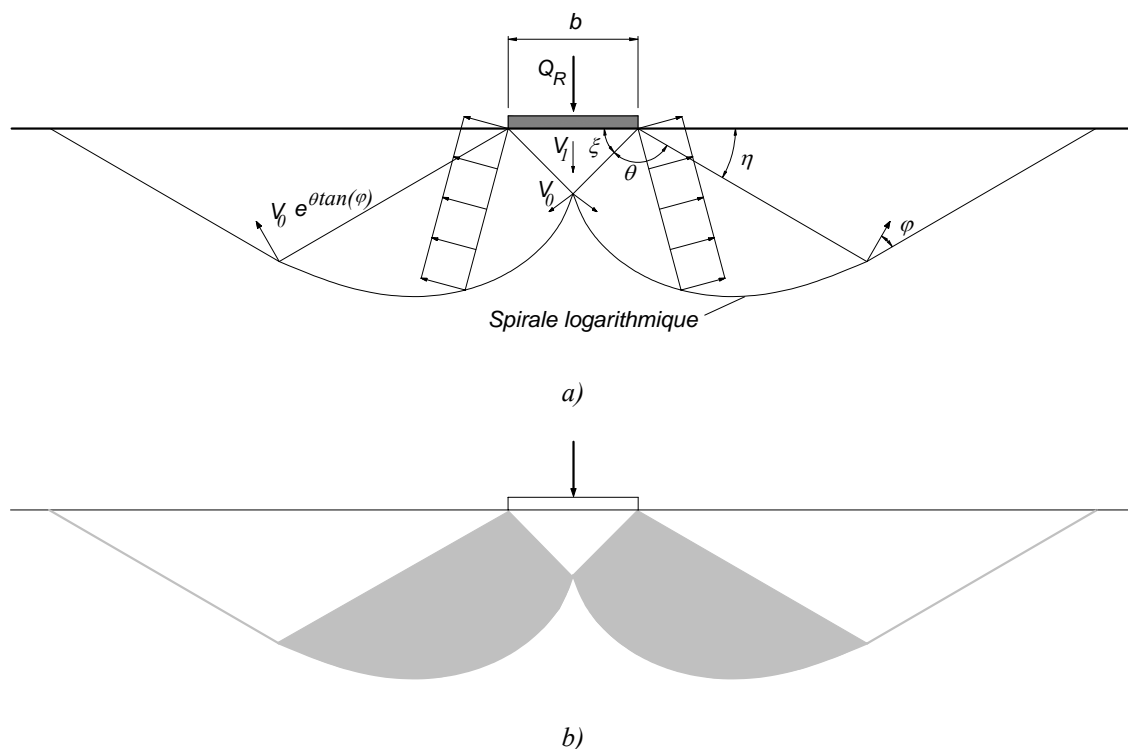


Figure 4.8: Mécanisme généralisé de Prandtl dans le cas d'une fondation infiniment longue sur sol frottant pesant sans cohésion (d'après Chen 1975): a) cinématique et b) zone de dissipation d'énergie (en gris)

L'approche cinématique de l'analyse limite fournit la relation suivante pour la capacité portante d'une fondation superficielle sur sol non cohésif (par mètre linéaire):

$$Q_R = \frac{1}{2} N_\gamma(\xi, \eta) \cdot b^2 \cdot \gamma_e \quad (4.25)$$

avec:

$$N_\gamma = \frac{-\tan \xi}{2} + \frac{0.5 \cos(\xi - \varphi)}{\cos(\xi)^2 \cos \varphi \cdot (1 + 9 \tan^2 \varphi)} \cdot [(3 \tan \varphi \cdot \cos \eta - \sin \eta) \cdot e^{3(\pi - \eta - \xi) \tan \varphi} + 3 \tan \varphi \cdot \cos \xi + \sin \xi] + \frac{0.5 \cos(\xi - \varphi) \cdot \sin \eta \cdot \cos \eta \cdot e^{3(\pi - \eta - \xi) \tan \varphi}}{\cos(\xi)^2 \cos(\eta + \varphi)}$$

Cette expression est minimale pour $\eta = \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2} \varphi$. Le paramètre ξ peut par exemple être obtenu graphiquement en recherchant la charge ultime minimale pour un angle de frottement φ donné.

La capacité portante donnée par l'équation 4.25 donne une borne supérieure valable indépendamment des propriétés de l'interface sol-structure puisque le mécanisme ne fait intervenir aucun glissement relatif entre le sol et la fondation.

Mécanisme de Hill

Le mécanisme de Hill est donné à la figure 4.8a. Il est décrit géométriquement par les trois paramètres ξ , ζ et η . La dissipation d'énergie se fait aux différentes interfaces et à l'intérieur des zones de Prandtl (voir figure 4.9b).

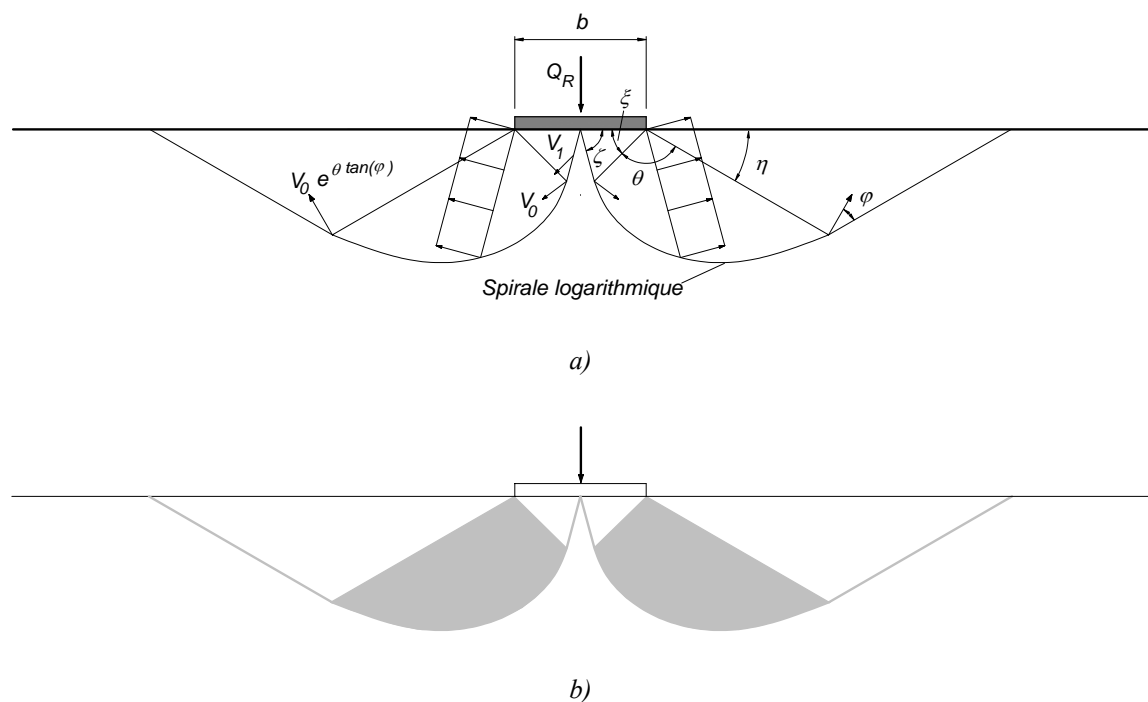


Figure 4.9: Mécanisme de Hill dans le cas d'une fondation infiniment longue sur sol frottant pesant sans cohésion (d'après Chen 1975): a) cinématique et b) zone de dissipation d'énergie (en gris)

Le mécanisme fait intervenir un déplacement relatif entre la fondation et le sol. Les théorèmes de l'analyse limite ne sont applicables que pour des matériaux plastiques suivant une loi d'écoulement associée. Les solutions obtenues avec ce mécanisme ne sont donc des bornes supérieures strictes que pour le cas d'une fondation parfaitement lisse. Selon Chen, il est cependant utile d'appliquer les méthodes de l'analyse limite en considérant l'énergie dissipée par frottement dans les interfaces rugueuses de type frottant qui ne respectent pas la règle de normalité. Les solutions ainsi obtenues sont approximatives. Elles donnent néanmoins des renseignements intéressants sur le comportement de la fondation. Cette généralisation à tout type d'interface est généralement acceptée (voir Chen 1975).

L'approche cinématique de l'analyse limite fournit la relation suivante pour la capacité portante d'une fondation superficielle sur sol non cohésif (par mètre linéaire) :

$$Q_R = \frac{1}{1 - \tan \delta \cdot \cos(\xi - \varphi)} \cdot \frac{1}{2} \bar{N}_\gamma(\xi, \zeta, \eta) \cdot b^2 \cdot \gamma_e \quad (4.26)$$

avec :

$$\begin{aligned} \bar{N}_\gamma &= \frac{-0.5 \sin \xi \cdot \sin \zeta}{\sin(\xi + \zeta)} \\ &+ \frac{0.5 \cdot \alpha \cdot \sin(\xi)^2}{\sin(\xi + \zeta)^2 \cos \varphi \cdot \sin(\xi - \varphi) \cdot (1 + 9 \tan(\varphi)^2)} \cdot [(3 \tan \varphi \cdot \cos \eta - \sin \eta) \cdot e^{3(\pi - \eta - \zeta) \tan \varphi} \\ &+ 3 \tan \varphi \cdot \cos \zeta + \sin \zeta] + \frac{0.5 \cdot \alpha \cdot \sin(\xi)^2 \sin \eta \cdot \cos \eta \cdot e^{3(\pi - \eta - \zeta) \tan \varphi}}{\sin(\xi + \zeta)^2 \sin(\xi - \varphi) \cos(\eta + \varphi)} \end{aligned}$$

$$\alpha = \sin(\xi + \zeta - 2\varphi) \text{ si } (-\frac{1}{2}\pi + \xi + \zeta - \varphi) > 0$$

$$\alpha = \sin(\xi + \zeta) \text{ sinon}$$

δ = angle de frottement de l'interface

Les paramètres géométriques ξ , ζ et η sont obtenus par minimisation de la relation 4.26.

La charge ultime est minimale pour $\eta = \frac{\pi}{4} - \frac{1}{2}\varphi$ et pour $\xi + \zeta = \frac{\pi}{2} + \varphi$. Le couple (ξ, ζ) peut être obtenu graphiquement en recherchant la charge ultime minimale pour un angle de frottement φ donné.

Le facteur d'amplification $\frac{1}{1 - \tan \delta \cdot \cos(\xi - \varphi)}$ dans la relation 4.26 représente la contribution du frottement de la fondation contre le sol.

Le mécanisme de rupture de Hill est généralement déterminant par rapport au mécanisme généralisé de Prandtl lorsque l'angle de frottement de l'interface est faible.

Rupture conjointe dans le sol et dans la structure : approche cinématique

Le mécanisme faisant intervenir la formation d'une rotule plastique dans la fondation présenté pour le cas d'un sol purement cohésif peut être adapté au cas d'un sol avec angle de frottement non nul. Les lignes de rupture circulaires non admissibles sont remplacées par des spirales logarithmiques. Ceci permet de satisfaire la règle de normalité. Le mécanisme est représenté à la figure 4.10a. Il est décrit par deux paramètres, la distance horizontale x entre le pôle de rotation O et le point d'application de la charge Q et l'angle θ_0 .

Pour des raisons de symétrie, les deux surfaces de rupture peuvent à la limite être tangentes et verticales à leur extrémité sous le point d'application de la charge. La règle de normalité conduit dans ce cas à $\theta_0 = \varphi$. L'angle θ_0 ne peut donc pas être inférieur à φ .

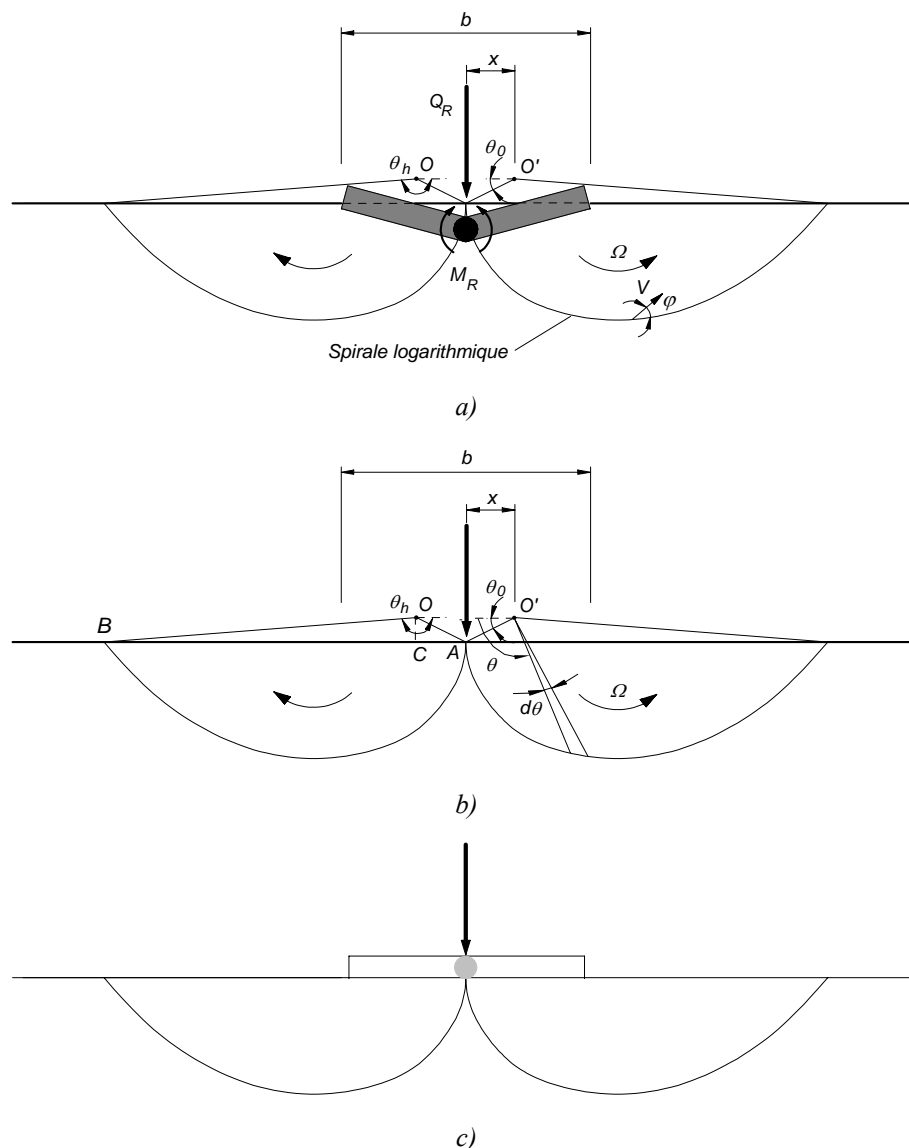


Figure 4.10: Mécanisme de rupture avec rotule plastique dans le cas d'une fondation infiniment longue sur sol frottant pesant sans cohésion: a) sol et structure b) sol et c) zones de dissipation d'énergie (fondation parfaitement lisse)

Ce mécanisme fait intervenir un glissement entre la fondation et le sol. Ce déplacement relatif étant de direction horizontale, la règle de la normalité pour la plasticité associée n'est respectée que pour une fondation lisse ($\delta = 0$). Les théorèmes de l'analyse limite ne s'appliquent strictement que dans ce cas. La solution pour la fondation parfaitement lisse est d'abord présentée. Elle est ensuite généralisée au cas avec interface rugueuse en tenant compte de l'énergie dissipée par frottement, similairement à la démarche suivie par Chen pour le mécanisme de Hill. Des développements sont aussi donnés à l'annexe F.

Interface lisse

Travail externe

Sous une vitesse de rotation infinitésimale Ω , le travail externe W_{ext} (par mètre linéaire) comporte la contribution de la charge appliquée W_Q et la contribution du poids propre du sol W_γ .

$$W_{ext} = W_Q + W_\gamma \quad (4.27)$$

La contribution de la charge appliquée vaut :

$$W_Q = Q_R \cdot \Omega \cdot x \quad (4.28)$$

La contribution du poids du sol peut être exprimée à l'aide des trois zones, OAB , OAC et OCB définies à la figure 4.10b. Cette contribution s'écrit :

$$W_\gamma = 2 \cdot (W_{\gamma,OAB} - W_{\gamma,OAC} - W_{\gamma,OCB}) \quad (4.29)$$

Zone OAB :

Une spirale logarithmique est définie géométriquement par l'angle d'ouverture θ et par le rayon r_0 correspondant à l'angle d'ouverture θ_0 :

$$r(\theta) = r_0 \cdot e^{\tan\varphi \cdot (\theta - \theta_0)} \quad (4.30)$$

Le travail effectué par une surface infinitésimale décrite par un angle $d\theta$ vaut :

$$dW = \gamma_e \frac{1}{2} r(\theta)^2 d\theta \cdot \frac{2}{3} r(\theta) \cos\theta \cdot \Omega = \frac{1}{3} \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot e^{3\tan\varphi \cdot (\theta - \theta_0)} \cos\theta \cdot d\theta \cdot \Omega \quad (4.31)$$

En intégrant cette relation sur la plage considérée (voir Chen 1975), on obtient :

$$W_{\gamma,OAB} = \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot \Omega \cdot \int_{\theta_0}^{\theta_h} \frac{1}{3} e^{3\tan(\varphi)(\theta - \theta_0)} \cos(\theta) d\theta = \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot \Omega \cdot f_1(\theta_0, \theta_h) \quad (4.32)$$

avec :

$$f_1(\theta_0, \theta_h) = \frac{1}{3 \cdot (1 + 9\tan(\varphi)^2)} \cdot [(3\tan\varphi \cdot \cos\theta_h + \sin\theta_h) \cdot e^{3(\theta_h - \theta_0)\tan\varphi} - 3\tan\varphi \cdot \cos\theta_0 - \sin\theta_0] \quad (4.33)$$

Zone OAC :

Le travail produit par la surface triangulaire *OAC* sous la vitesse de rotation Ω vaut :

$$W_{\gamma,OAC} = \frac{1}{6} \cdot \gamma_e \cdot x^3 \tan \theta_0 \cdot \Omega \quad (4.34)$$

Zone OCB :

Le travail produit par la surface triangulaire *OCB* sous la vitesse de rotation Ω vaut :

$$W_{\gamma,OCB} = -\frac{1}{6} \cdot \gamma_e \cdot x^3 \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \cdot \Omega \quad (4.35)$$

$W_{\gamma,OCB}$ est négatif car la composante verticale de la vitesse est dans le sens opposé à la gravité.

Finalement, en introduisant $r_0 = \frac{x}{\cos \theta_0}$ et en sommant les trois contributions :

$$W_{\gamma} = 2 \cdot \Omega \cdot \gamma_e \cdot x^3 \left[\frac{f_1(\theta_0, \theta_h)}{\cos(\theta_0)^3} - \frac{1}{6} \tan(\theta_0) + \frac{1}{6} \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \right] \quad (4.36)$$

L'angle θ_h défini par l'intersection de la spirale logarithmique avec la surface du sol est connu et est lié à θ_0 par la relation :

$$\sin \theta_h \cdot e^{(\theta_h - \theta_0) \tan(\varphi)} = \sin \theta_0 \quad (4.37)$$

Travail interne

La dissipation d'énergie interne sous ce mécanisme vaut (voir aussi figure 4.10c):

$$D = D_{sol} + D_{int} + D_M \quad (4.38)$$

La dissipation d'énergie à l'interface est nulle pour une fondation lisse. La dissipation d'énergie le long de la ligne de rupture est également nulle pour un sol non cohésif si une loi d'écoulement associée est admise (voir Chen 1975). On peut en effet démontrer que la dissipation d'énergie par unité de surface le long d'une couche de sol d'épaisseur infinitésimale s'exprime, pour un matériau suivant le critère de rupture de type Mohr-Coulomb et respectant la loi de la normalité, simplement par :

$$D_{sol} = c \cdot \delta u \quad (4.39)$$

où D_{sol} correspond ici à la dissipation d'énergie par unité de surface, c = cohésion et δu = variation de la vitesse tangentielle à travers la couche de sol.

La dissipation d'énergie interne correspond donc à l'énergie dissipée dans la rotule plastique de la fondation et vaut (par mètre linéaire) :

$$D = D_M = -2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (4.40)$$

Principe des travaux virtuels

En vertu du principe des travaux virtuels, on peut écrire :

$$W_{ext} = D \Rightarrow W_Q + W_{\gamma} = -D_M \quad (4.41)$$

ce qui conduit après simplification à :

$$Q_R = \frac{2}{x} \left[M_R - \gamma_e \cdot x^3 \cdot K(\theta_0) \right] \quad (4.42)$$

où $K(\theta_0)$ est un coefficient qui ne dépend que de θ_0 et qui vaut :

$$K(\theta_0) = \frac{f_1(\theta_0, \theta_h)}{\cos(\theta_0)^3} - \frac{1}{6} \tan \theta_0 + \frac{1}{6} \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \quad (4.43)$$

avec $f_1(\theta_0, \theta_h)$ donné par l'équation 4.33.

La minimisation de la relation 4.42 par rapport à x conduit à (voir annexe F):

$$x = \sqrt[3]{\frac{-M_R}{2 \cdot \gamma_e \cdot K(\theta_0)}} = -2^{-1/3} \cdot \eta^{1/3} \cdot K(\theta_0)^{-1/3} \cdot b \quad (4.44)$$

avec $\eta = \frac{M_R}{b^3 \gamma_e}$ (M_R = moment résistant de la fondation par mètre linéaire)

La charge ultime peut alors être exprimée en fonction de θ_0 grâce à l'équation 4.44. La relation 4.42 s'écrit (par mètre linéaire) :

$$Q_R = -3 \cdot 2^{1/3} \cdot (M_R^2 \cdot \gamma_e \cdot K(\theta_0))^{1/3} \cong -3.78 \cdot K(\theta_0)^{1/3} \cdot \eta^{2/3} \cdot b^2 \gamma_e \quad (4.45)$$

Le paramètre θ_0 correspondant à la charge ultime minimale peut être recherché graphiquement pour φ donné une fois θ_h déterminé à l'aide de la relation 4.37. θ_0 ne dépend que de l'angle de frottement interne. Le tableau 4.1 donne les valeurs de θ_0 et de $K(\theta_0)$ pour différents angles de frottement interne.

Selon ce mécanisme, la capacité portante de la fondation varie avec le moment résistant de la fondation à la puissance $2/3$. Dans le cas d'un sol purement cohésif la capacité portante variait selon la racine du moment résistant de la fondation.

Tableau 4.1: Valeurs de θ_0 et K pour différents angles de frottement interne pour une fondation lisse

φ [°]	θ_0 [°]	K [-]
5	55.8	-0.11
10	50.8	-0.38
15	48.5	-0.94
20	47.6	-2.17
25	47.7	-4.89
30	48.3	-11.28
35	49.6	-27.40
40	51.2	-72.26
45	53.4	-214.62

La figure 4.11a présente l'évolution de la capacité portante de la fondation lisse sur sol pesant frottant non cohésif en fonction du moment de résistance de la fondation pour différents angles de frottement interne déterminée à partir des relations 4.26 et 4.45. Des conclusions similaires à celles avancées pour le sol purement cohésif peuvent être faites. Deux régimes de comportement existent en fonction de la résistance de la fondation. Pour des résistances de la fondation supérieures à une valeur limite, la rupture du

système se produit par rupture du sol uniquement et la capacité portante est déterminée selon les mécanismes de Prandtl ou de Hill. Le mécanisme de rupture déterminant est celui de Hill pour une fondation parfaitement lisse. En dessous de la valeur limite, la rupture se produit par rupture du sol et de la fondation et la capacité portante du système dépend de la résistance de la fondation.

La figure 4.11a montre que la capacité portante est fortement influencée par la valeur de l'angle de frottement interne du sol et ceci indépendamment du régime de comportement.

Les courbes de la figure 4.11a peuvent être représentées par une courbe unique en rapportant la charge ultime à la charge ultime maximale selon Hill (relation 4.26, mécanisme sans rotule plastique) et en rapportant le moment résistant au moment optimal ($M_{R,opt}$ défini par η_{opt} dans la figure 4.11a) correspondant à l'intersection des deux régimes de comportement (voir figure 4.11b).

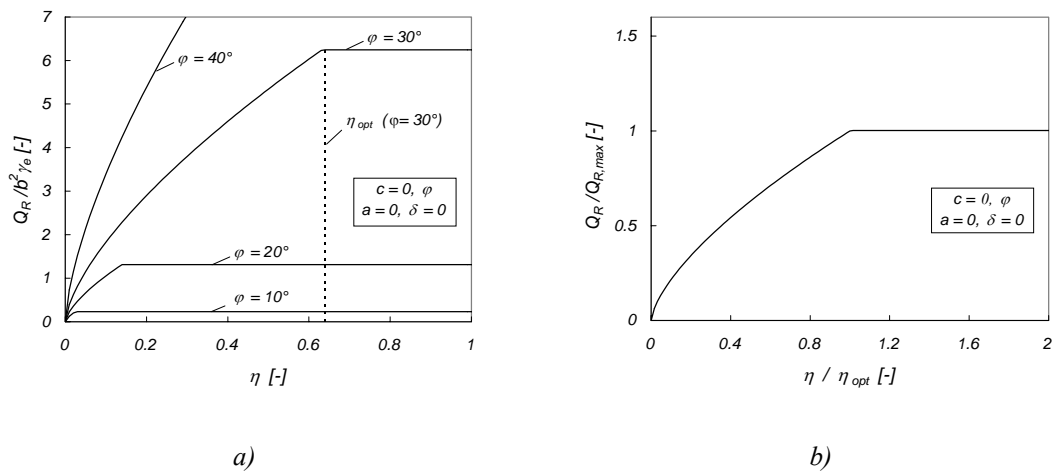


Figure 4.11: Capacité portante par mètre linéaire de la fondation lisse infiniment longue sur sol pesant non cohésif ($\eta = M_R / (b^3 \gamma_e)$)

Interface rugueuse

L'analyse limite en plasticité associée ne peut pas être employée de façon rigoureuse pour traiter les fondations rugueuses de type frottant (sans dilatance). Elle est cependant utilisée ci-après mais les solutions obtenues ne sont donc pas forcément des bornes supérieures de la capacité portante de la fondation.

En admettant que l'interface est caractérisée par l'angle de frottement δ , la force de frottement développée lors d'un déplacement relatif peut être exprimée à partir de l'effort perpendiculaire à la surface de glissement P au moyen de :

$$Q_{frot} = P \cdot \tan \delta \quad (4.46)$$

Comme l'effort P transite à travers la surface de contact entre le sol et la fondation est connu et vaut $Q_R/2$ de part et d'autre de la charge Q_R , la force de frottement est également connue et vaut pour une moitié de la fondation :

$$Q_{frot} = \frac{Q_R}{2} \cdot \tan \delta \quad (4.47)$$

La dissipation d'énergie par frottement le long de l'interface correspond au produit de la force de frottement avec le déplacement relatif entre le sol et la structure et est donnée par :

$$D_{int} = -Q_R \cdot \tan \delta \cdot x \cdot \cot \theta_0 \cdot \Omega \quad (4.48)$$

En suivant la même procédure que pour la fondation lisse, la charge ultime peut être exprimée par (voir annexe F) :

$$Q_R = \frac{-3.78 \cdot \tan \theta_0}{\tan \theta_0 - \tan \delta} \cdot K(\theta_0)^{1/3} \cdot \eta^{2/3} \cdot b^2 \gamma_e \quad (4.49)$$

Le coefficient $K(\theta_0)$ est donné par l'équation 4.43.

L'angle θ_0 conduisant à la charge ultime la plus faible peut être trouvé graphiquement.

Le tableau 4.2 donne les valeurs de θ_0 et de K pour un angle de frottement du sol $\varphi = 30^\circ$ et pour différentes rugosités de l'interface.

Tableau 4.2: Valeurs de θ_0 et K pour un sol avec un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ et pour des interfaces sol-fondation rugueuses d'angle de frottement δ

$\delta [^\circ]$	$\theta_0 [^\circ]$	$K [-]$
0	48.3	-11.28
10	34.5	-12.66
20	30	-13.68
30	30	-13.68

La figure 4.12 montre l'effet de la rugosité de l'interface de la fondation sur sa capacité portante selon la démarche proposée.

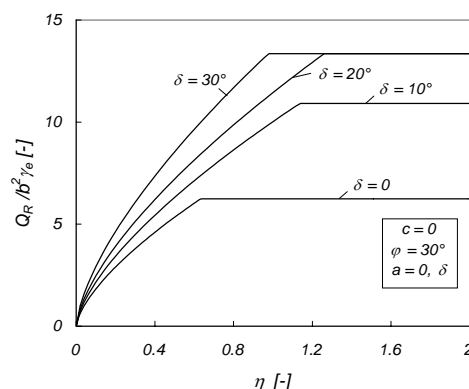


Figure 4.12: Influence de la rugosité de l'interface sur la capacité portante de la fondation infiniment longue sur sol pesant frottant et non cohésif

La capacité portante de la fondation correspond à nouveau à la valeur minimale déterminée à partir des trois mécanismes considérés (mécanisme proposé, mécanisme de Hill et mécanisme de Prandlt généralisé). Pour le régime de comportement sans formation d'une rotule plastique, le mécanisme de Hill est déterminant pour des petites rugosités de l'interface. A partir d'une certaine valeur de l'angle de frottement de l'interface, le mécanisme de Prandlt devient déterminant. La valeur prédite selon ce dernier mécanisme ne dépend pas de la rugosité de l'interface puisqu'aucun glissement

n'est considéré. Ceci explique pourquoi sur la figure, le plateau caractéristique de ce régime de comportement est identique pour $\delta = 20^\circ$ et pour $\delta = 30^\circ$.

L'influence des propriétés de l'interface est dans ce cas très importante contrairement au cas du sol cohésif pour lequel la variation était très faible. Ceci s'explique en étudiant les équations 4.49 et 4.26. L'angle de frottement de l'interface sol-fondation y intervient dans un facteur multiplicatif de la capacité portante. Son influence est donc très importante même si les paramètres géométriques peuvent varier suite à la minimisation.

4.4.4 Cas général ($\gamma_e \neq 0, c > 0, \varphi > 0$)

Les mécanismes de Prandtl et de Hill ainsi que le mécanisme tenant compte de la formation d'une rotule plastique dans la fondation (avec spirale logarithmique) sont aussi valables pour le cas d'un sol avec cohésion. Dans le calcul de la dissipation d'énergie interne selon le mécanisme, une contribution supplémentaire doit être prise en compte à cause de la cohésion non nulle du sol, conformément à la relation 4.39 ($D_{sol} \neq 0$).

Les conclusions générales mettant en évidence les deux régimes de comportement restent valables dans le cas général, même avec cette contribution supplémentaire.

4.4.5 Conclusions

Cet exemple illustre un effet possible de l'interaction sol-structure à l'état limite ultime. Des modes de rupture avec une défaillance interne de la structure peuvent ainsi devenir déterminants. Ceux-ci doivent donc aussi être considérés lors d'un dimensionnement.

La fondation dimensionnée de façon à coïncider avec la limite entre les deux régimes de comportement mis en évidence correspond alors à un dimensionnement optimal du point de vue de l'état limite ultime. La résistance de la fondation correspond en effet à la résistance minimale nécessaire pour activer la capacité maximale du sol. Une augmentation de la résistance n'apporte aucun bénéfice supplémentaire puisqu'elle ne permet aucune augmentation de la capacité portante. Une diminution se traduit par contre par une diminution de cette capacité.

L'étude présentée dans les paragraphes précédents se limite à l'analyse de deux modes de rupture possibles pour la fondation chargée par une charge ponctuelle centrée (rupture par poinçonnement du sol et rupture par flexion de la fondation).

D'autres modes de rupture sont néanmoins envisageables. Un mode de rupture qui est souvent déterminant pour le choix de l'épaisseur de la fondation est la rupture par effort tranchant.

La figure 4.13 illustre la cinématique de ce mode de rupture. Une certaine dissipation d'énergie se produit dans l'armature et dans le béton au droit des fissures d'effort tranchant. Il faut relever ici que la théorie de la plasticité n'est applicable que si la ductilité des matériaux est suffisante (comportement rigide parfaitement plastique). Ce n'est sûrement pas le cas pour ce mode de rupture puisque la rupture par effort tranchant d'un élément sans étriers (généralement aucun étrier n'est disposé dans une fondation) peut être très fragile.

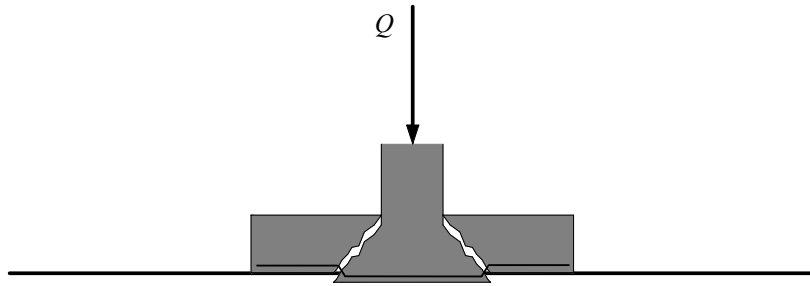


Figure 4.13: Mode de rupture de la fondation par effort tranchant

4.5 Paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre en construction

La situation investiguée, représentée à la figure 4.14, correspond à un stade provisoire d'une tranchée couverte de type cadre alors que le remblayage atteint le sommet de la structure. Une charge q agissant sur la surface libre est également considérée.

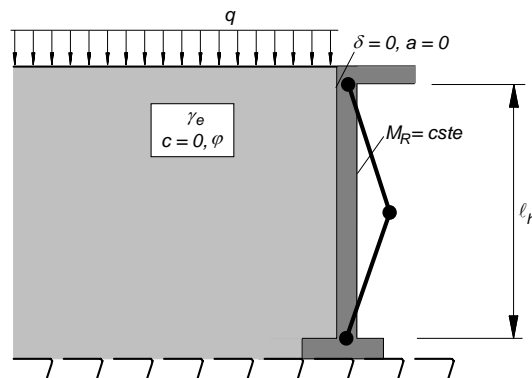


Figure 4.14: Géométrie et caractéristiques du cas investigué

Hypothèses

Il est admis que la paroi latérale est parfaitement encadrée dans la fondation et dans la dalle supérieure ce qui est une simplification. La rupture probable et souhaitée de la structure est une rupture par flexion avec la formation de trois rotules plastiques (aux encastremets et une en travée).

Les hypothèses suivantes sont également admises :

- le sol a une cohésion nulle, ce qui peut être admis pour les matériaux de remblayage utilisés dans la plupart des cas. Une cohésion ne peut généralement pas être garantie à 100%.
- la résistance de la paroi est constante sur toute la hauteur et est caractérisée par le moment résistant M_R
- l'épaisseur de la paroi est nulle
- l'interface sol-structure est parfaitement lisse, ce qui est acceptable si une étanchéité est disposée en surface
- aucune eau n'est présente derrière la paroi

Analogie

Cet exemple présente aussi de fortes analogies avec des enceintes de fouille tenues en tête par des butons ou par des ancrages, lorsqu'une rupture de la paroi suite à la formation d'une rotule plastique dans sa partie centrale est considérée. Une telle rupture est possible si le tirant d'ancrage offre un appui suffisamment résistant en tête. La différence principale est que dans un tel cas, il n'y a pas d'encastrement en tête et que l'encastrement en pied est produit par la butée et la contre-butée du sol contre la fiche de la paroi de soutènement. La cinématique de rupture du sol derrière la paroi présente néanmoins des similitudes évidentes avec le cas examiné ici.

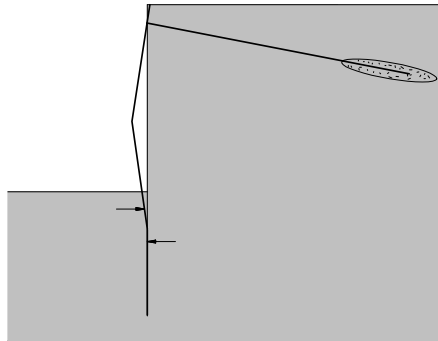


Figure 4.15: Analogie avec le paroi de soutènement ancrée en tête (ou avec bouton)

4.5.1 Solutions existantes

Brinch Hansen

Brinch Hansen a étudié cette situation (figure 4.15) sur la base de la méthode présentée dans sa thèse portant sur l'évaluation des poussées des terres derrière des écrans de soutènement (Brinch Hansen 1953). Un exemple similaire au cas traité est représenté sur la figure 4.16.

La méthode consiste dans un premier temps à choisir le mode de rupture de la structure. Une « figure de rupture » dans le sol compatible avec la rupture de la structure doit ensuite être construite à partir de certaines figures de base. Par simplification, les lignes de rupture sont admises circulaires ou rectilignes. La géométrie des lignes de rupture délimitant ces figures est ensuite trouvée de manière à garantir l'équilibre. Les conditions d'équilibre sont formulées grâce à l'équation de Kötter (datant de 1903) qui fournit l'état de contraintes le long des lignes de rupture (ou lignes caractéristiques) moyennant la connaissance de cet état de contraintes à une des extrémités (généralement à la surface libre). Dans la plupart des cas cependant, les lignes de rupture admises ne coupent pas la surface libre à un angle statiquement admissible. Brinch Hansen contourne ce problème en adaptant les conditions de bord.

Une fois la géométrie des lignes de rupture connue, la résultante des poussées agissant contre la paroi peut également être déterminée par équilibre.

La distribution des poussées contre la paroi n'est généralement pas connue exactement, car l'équation de Kötter ne s'applique pas en présence de zones élastiques.

Brinch Hansen admet alors que la distribution est :

- linéaire le long de zones de rupture et
- composée de deux parties linéaires séparées par un saut le long de zones élastiques.

De manière générale, la méthode de Brinch Hansen doit être considérée comme une méthode d'équilibre limite, puisqu'elle se base sur les conditions d'équilibre et sur la détermination de l'état de contraintes le long des lignes de rupture (ou lignes caractéristiques).

Elle ne peut pas être considérée comme une borne inférieure au sens de la théorie de la plasticité car :

- les conditions de bord ne sont pas toujours statiquement admissibles
- l'état de contraintes n'est pas vérifié dans les zones élastiques et une violation du critère de rupture ne peut pas être exclue

Elle ne peut pas être considérée comme une borne supérieure puisque le mécanisme n'est pas admissible. En effet, la règle de normalité n'est pas respectée dans le cas de sols avec angle de frottement non nul. A noter que l'utilisation d'arcs de cercle à la place de spirales logarithmiques est motivée par Brinch Hansen par un souci de simplification dans le but de l'application pratique de sa méthode.

Mode de rupture avec formation de deux rotules plastiques

La figure de rupture admise par Brinch Hansen pour le mode de rupture avec formation d'une rotule plastique dans la travée de la paroi (similaire au mode de rupture de la figure 4.15), est donnée à la figure 4.16b. Celle-ci est constituée d'une zone élastique en rotation en bloc et d'une zone de rupture cisailée délimitée par deux arcs de cercle passant respectivement par la base de la paroi et par la rotule plastique centrale. Une comparaison qualitative avec un essai sur modèle analogue peut être faite avec la figure 4.16c.

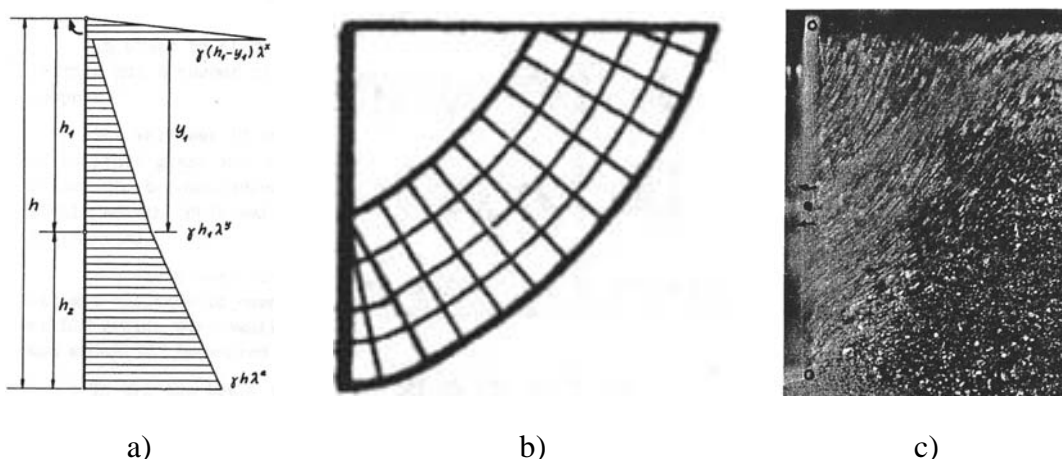


Figure 4.16: Calcul des poussées des terres selon Brinch Hansen. Rupture par flexion d'une paroi de soutènement tenue en tête et à la base (tiré de Brinch Hansen 1953):

a) distribution des pressions, b) figure de rupture et c) essai sur modèle analogue

La distribution des poussées correspondante est donnée à la figure 4.16a. Cette distribution ne résulte cependant pas d'une application rigoureuse de la méthode de Brinch Hansen. Certaines simplifications supplémentaires ont été introduites. Brinch Hansen juge néanmoins la solution obtenue suffisante pour les besoins pratiques (voir Brinch Hansen 1953).

Une solution simplifiée légèrement différente mais basée sur la même méthode est aussi proposée par Brinch Hansen et Lundgren (Brinch Hansen, Lundgren 1960). Celle-ci consiste à traiter séparément la partie supérieure et la partie inférieure de la paroi sans considérer une éventuelle interaction. La figure 4.17 montre à titre illustratif la distribution des poussées obtenue pour un exemple. Des coefficients de poussée donnés sous forme d'abaques peuvent être utilisés directement ce qui facilite l'application de la méthode.

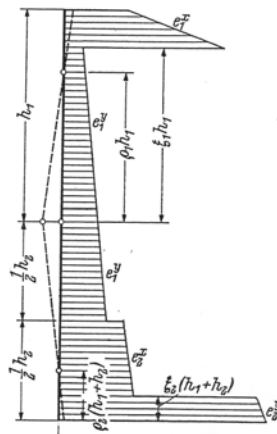


Figure 4.17: Distribution des pressions contre une paroi avec formation d'une rotule plastique en travée déterminée selon l'approche proposée par Brinch Hansen et Lundgren (figure tirée de Brinch Hansen, Lundgren 1960)

Steenfelt a aussi étudié cet exemple par des essais analogiques sur modèles réduits de type « Schneebeli » (Steenfelt 1979b et Steenfelt et al. 1981). Ce mode de rupture était l'un des modes de rupture considérés dans son étude portant sur le comportement des parois de soutènement. L'accent n'est cependant pas porté sur ce mode de rupture et l'auteur ne fait qu'une comparaison sommaire avec le calcul selon la méthode de Brinch Hansen.

Confrontation de la méthode dans le cas d'autres modes de rupture

Il faut cependant remarquer que le mode de rupture de la figure 4.15 n'a pas fait l'objet de la plus grande attention de la part des chercheurs car d'autres modes de rupture, d'un intérêt pratique plus important pour ce type de structure, ont été étudiés plus en détail.

Steenfelt (Steenfelt 1979a) a ainsi proposé un modèle plus sophistiqué pour construire des lignes caractéristiques qui respectent les conditions de bord statiques dans le cas d'une paroi en rotation autour de son sommet soutenant un sol purement cohésif. La figure de rupture prend alors la forme d'une trompette. La comparaison avec la ligne de rupture circulaire proposée par Brinch Hansen montre une bonne correspondance dans certains cas mais aussi des écarts importants non sécuritaires dans d'autres cas.

Mortensen N. et Steenfelt (Mortensen, Steenfelt 2001, voir fig. 4.19) ont également confronté la méthode de Brinch Hansen à des calculs aux éléments finis dans le cas

d'une paroi libre en tête et d'une paroi ancrée en tête avec ou sans la formation d'une rotule plastique. Le sol est admis non cohésif. La comparaison montre aussi que pour la paroi ancrée, la solution donnée par Brinch Hansen ne se situe pas toujours du côté de la sécurité. Sur la base de l'observation des figures de rupture calculées par la méthode aux éléments finis, les auteurs concluent que l'utilisation de spirales logarithmiques au lieu d'arcs de cercle donnerait probablement des résultats meilleurs. Ces spirales épouseraient mieux la figure de rupture calculée qui prend alors une forme de trompette similaire à celle mise en évidence par Steenfelt (Steenfelt 1979a).

Mortensen

Mortensen K. a proposé une démarche pour déterminer les poussées derrière les parois de palplanches en définissant des états de rupture appelés statiquement plausibles (Mortensen 1993 et Mortensen 1995). L'auteur motive cette dénomination particulière car ces états de rupture ne sont pas strictement statiquement admissibles.

La méthode est basée sur la résolution numérique de l'équation de Kötter par des différences finies (décrite dans Mortensen 1993). La particularité réside dans le fait que des lignes de discontinuité sont introduites lors de la construction des lignes caractéristiques, ce qui permet de construire de nombreux états de rupture plausiblement admissibles.

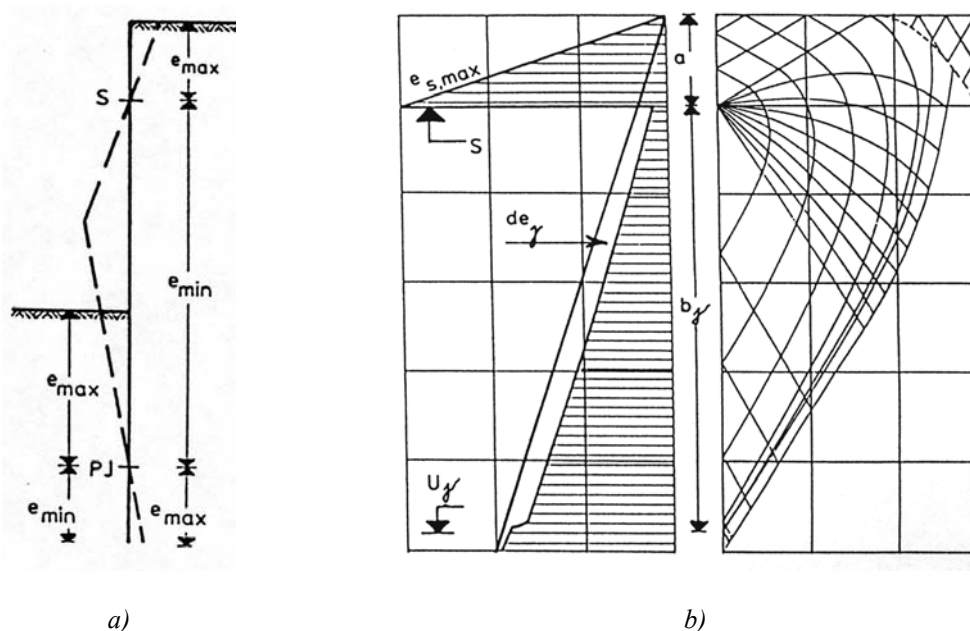


Figure 4.18: Exemple de figure de rupture d'après Mortensen (Mortensen 1995):

a) cinématique de rupture avec deux centres de rotations (S et PJ) et b) poussées provoquées par le poids propre d'un sol non cohésif derrière un mur parfaitement lisse.

Une démarche simplifiée est proposée par Mortensen (Mortensen 1995) pour déterminer les poussées contre une paroi ancrée dans sa partie supérieure (à proximité du sommet, mais en-dessous). Dans le cas d'un mode de rupture avec formation d'une rotule plastique, le mur est décomposé en deux parties rigides en rotation. La partie supérieure de la paroi située au-dessus du centre de rotation (S sur la figure 4.18a, proche de l'ancrage) comprime le sol. Il est admis que cette zone de sol atteint un état de rupture de type passif (valeur maximale de la poussée). Un saut des poussées est

introduit au niveau du centre de rotation S . En-dessous de ce point, la poussée est d'abord inférieure à la poussée déterminée en admettant un état actif de type Rankine derrière la paroi, puis tend vers cette valeur au point U situé au-dessus de PJ (voir figure 4.18b). La distribution des poussées présentée à la figure 4.18b est très similaire, du moins qualitativement, à la distribution déterminée par Brinch Hansen, présentée à la figure 4.16a.

Cette construction constitue une amélioration par rapport à la méthode de Brinch Hansen dans le sens où elle est basée sur des champs de contraintes qui sont presque admissibles. Dans le cas général, la résolution peut être assez compliquée et doit cependant être effectuée numériquement.

Le cas de la paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre se différencie néanmoins de la paroi ancrée donnée à la figure 4.18 car le centre de rotation S est situé sur la surface libre et non en-dessous de celle-ci. La zone passive comprimée par la structure n'est pas présente.

4.5.2 Proposition d'un mécanisme admissible

La résistance de la paroi est étudiée par l'approche cinématique de la théorie de la plasticité.

Le mécanisme étudié ici reprend le mécanisme de Brinch Hansen en remplaçant les lignes de rupture circulaires par des spirales logarithmiques qui sont elles compatibles avec la loi d'écoulement associée (voir l'exemple de la fondation superficielle).

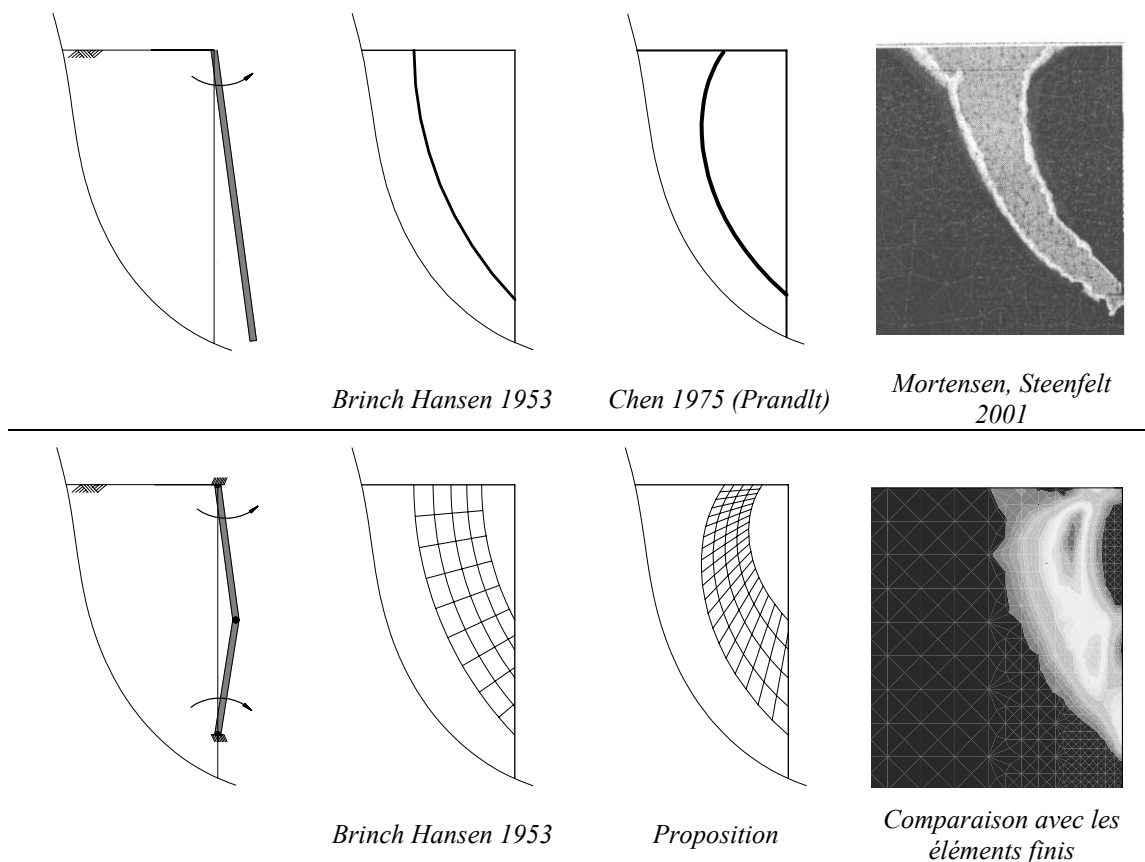


Figure 4.19: Développement de la solution: comparaison avec le cas de la paroi en rotation autour de son sommet

Cette démarche est justifiée si l'on compare les résultats obtenus par d'autres chercheurs sur le cas de la paroi de soutènement avec une rupture par rotation autour du sommet de la paroi, comme déjà mentionné plus haut.

La figure 4.19 montre les propositions de Brinch Hansen (ligne de rupture circulaire, Brinch Hansen 1953), de Chen (spirale logarithmique, Chen 1975) et de Mortensen et Steenfelt (éléments finis, zone de rupture de largeur non nulle, Mortensen, Steenfelt 2001). La spirale logarithmique est vue comme une bonne approximation de la zone de rupture.

La même démarche est donc appliquée au cas investigué. Les résultats obtenus par la théorie de la plasticité avec le mécanisme proposé seront confrontés dans une deuxième étape à une modélisation aux éléments finis.

Description du mécanisme

Le mécanisme étudié est présenté à la figure 4.20 en distinguant le sol et la structure.

Le mécanisme de rupture de la paroi est décrit par un seul paramètre ξ définissant la position de la rotule plastique en travée. La paroi peut donc être décomposée en deux parties délimitées par les rotules plastiques (AE et AD), chacune en rotation par rapport à un des encastremements.

Le mécanisme de rupture dans le sol est composé de deux zones délimitées par deux spirales logarithmiques ayant le même pôle O . La première zone (EAB) située dans la partie supérieure contre la paroi n'est pas plastifiée. Elle subit une simple rotation de corps rigide. La deuxième zone ($ABCD$) est plastifiée et subit un cisaillement progressif de façon à être compatible avec le mouvement rotationnel de la partie inférieure de la paroi (AD).

La compatibilité des déplacements entre la paroi et le sol est assurée en imposant que les composantes horizontales des déplacements du sol (au droit de la paroi) et de la structure sont identiques (variation linéaire). La vitesse totale du sol le long de AD varie alors de manière non linéaire. Cette condition permet de déterminer l'ensemble du champ de déplacements (ou de vitesses) dans le sol. Pour satisfaire cette condition, le pôle O doit être aligné horizontalement avec la tête du mur ($v_h =$ vitesse horizontale $= 0$).

Un glissement entre le sol et le mur est possible selon ces hypothèses. C'est pourquoi la solution n'est admissible que dans le cas d'une interface parfaitement lisse.

La géométrie du mécanisme est donc décrite par deux paramètres, la position de la rotule plastique en travée du mur définie par ξ et la distance x entre le pôle des spirales et la tête de la paroi (OE).

Une description plus détaillée de la cinématique est donnée à l'annexe F.

Recherche du mécanisme déterminant

Pour une géométrie fixée, c'est-à-dire pour une hauteur du mur ℓ_h et un couple de paramètres $(\xi; x)$, il est possible de déterminer par le principe des travaux virtuels le moment résistant M_R nécessaire à assurer l'équilibre du système sous une charge q (voir fig. 4.14) pour un sol de poids volumique γ_e et d'angle de frottement φ . Le champ de vitesses imposé est défini par la vitesse horizontale v_{h0} au droit de la rotule plastique en travée.

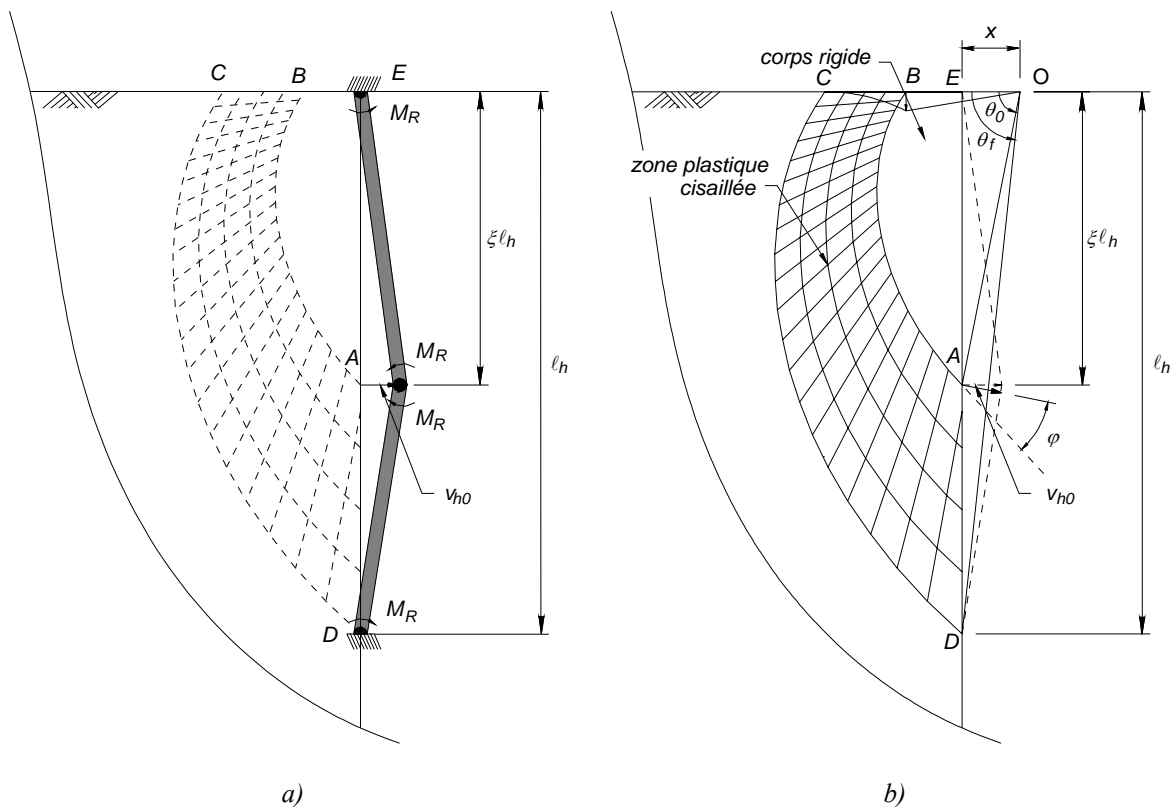


Figure 4.20: Description du mécanisme de rupture: a) de la paroi et b) du sol

Travail externe

La zone de rupture plastique du sol peut être vue comme la composition d'une infinité de spirales logarithmiques concentriques pouvant être assimilées à des lignes de rupture d'épaisseur infinitésimale ayant un déplacement relatif les unes par rapport aux autres. Le déplacement relatif ainsi défini fait un angle φ par rapport à la ligne de rupture séparant deux couches successives. Le glissement est donc réparti sur l'épaisseur de cette zone et le champ de vitesses de déplacement satisfait la règle de normalité.

Pour une géométrie donnée, il est possible de déterminer W_γ et W_q par intégration numérique selon la procédure décrite à l'annexe F.

Le travail externe est alors une fonction des deux paramètres géométriques qui prend la forme :

$$W_{ext} = \bar{W}_{ext} \cdot v_{h0} = f(\xi; x) \cdot v_{h0} \quad (4.50)$$

Travail interne

La dissipation d'énergie sous une vitesse v_{h0} est donnée par l'énergie dissipée dans les trois rotules plastiques car $D_{sol} = 0$ ($c = 0$ et loi d'écoulement associée) et $D_{int} = 0$ (interface lisse) :

$$D_M = -M_R \cdot \frac{2 \cdot v_{h0}}{\ell_h \cdot (\xi - \xi^2)} \quad (4.51)$$

Principe des travaux virtuels

Le principe des travaux virtuels permet d'exprimer le moment résistant M_R par une fonction qui dépend seulement des deux paramètres géométriques :

$$M_R = \frac{\ell_h \cdot (\xi - \xi^2)}{2} \cdot \overline{W}_{ext} = f(\xi; x) \quad (4.52)$$

La géométrie du mécanisme déterminant peut ensuite être obtenue par une procédure d'optimisation de la fonction M_R en recherchant le couple de paramètres $(\xi; x)$ conduisant au moment résistant maximal (voir annexe F).

Résultats

En répétant cette procédure pour différentes hauteurs de la paroi ℓ_h et pour une charge q fixée, il est possible de déterminer les courbes $\ell_h - M_R$ qui fournissent le moment résistant nécessaire à assurer l'équilibre selon le mécanisme admis (voir figure 4.21a). La figure 4.21b représente les résultats de manière adimensionnelle en utilisant les variables $q/\gamma_e \ell_h - M_R/\gamma_e \ell_h^3$.

La figure 4.21 donne également les paramètres géométriques obtenus après optimisation.

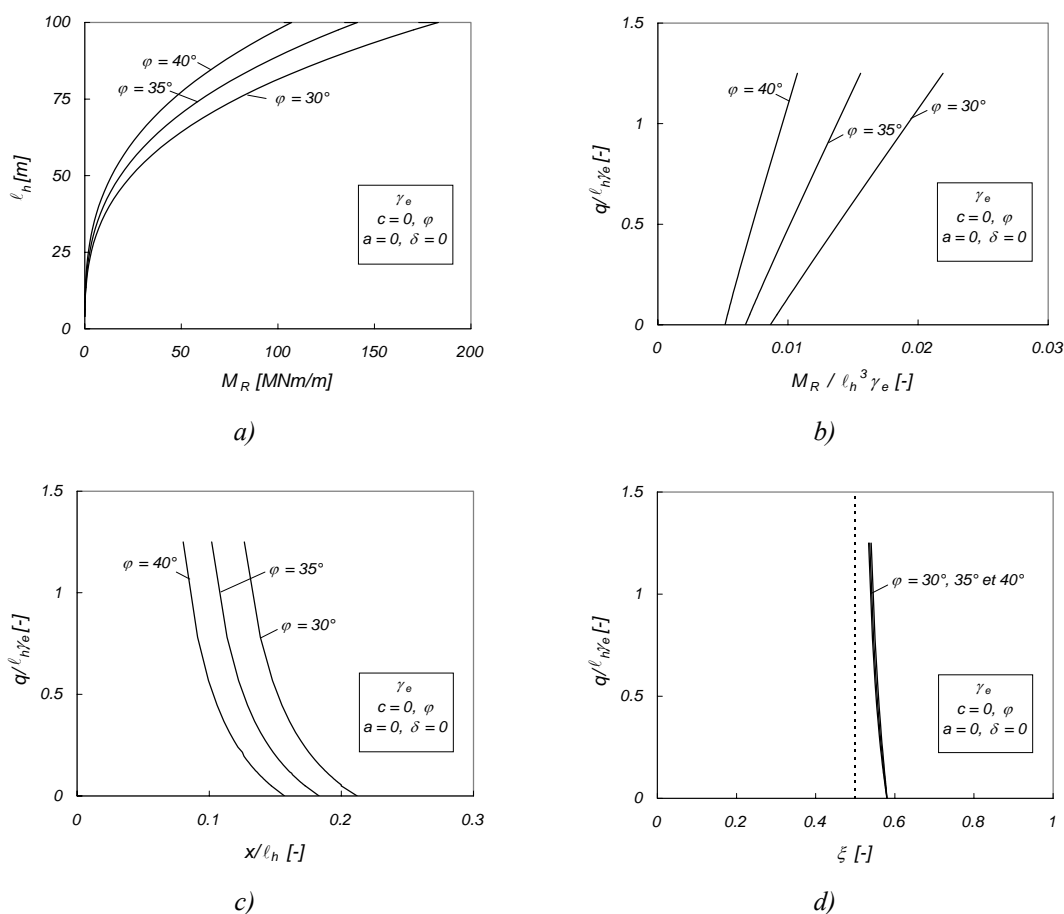


Figure 4.21: a) Evolution du moment résistant en fonction de la hauteur de la paroi pour les angles de frottement du sol $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° ($q = 100$ kN/m², $\gamma_e = 22$ kN/m³), b) représentation adimensionnelle, c) position du pôle des spirales logarithmiques et d) position de la rotule plastique en travée du mur

La position de la rotule plastique en travée est d'un intérêt particulier. Celle-ci se situe à une distance $0.58\ell_h$ de la tête de la paroi lorsque la charge est nulle et tend à se situer à mi-travée lorsque la charge devient infiniment grande. A noter que ce paramètre ne dépend pratiquement pas de l'angle de frottement du sol.

La figure 4.22 présente la variation de la géométrie du mécanisme déterminant en fonction de l'angle de frottement du sol pour deux niveaux de charge appliquée. La zone de sol participant au mécanisme augmente lorsque l'angle de frottement diminue. Cette tendance est également observée derrière un mur de soutènement libre en tête (état actif de Rankine). A noter que cet effet est accompagné d'une augmentation de la distance entre la tête de la paroi et le pôle O (x augmente). Le niveau de charge joue également une influence considérable sur l'étendue du mécanisme. Celle-ci augmente lorsque la charge augmente.

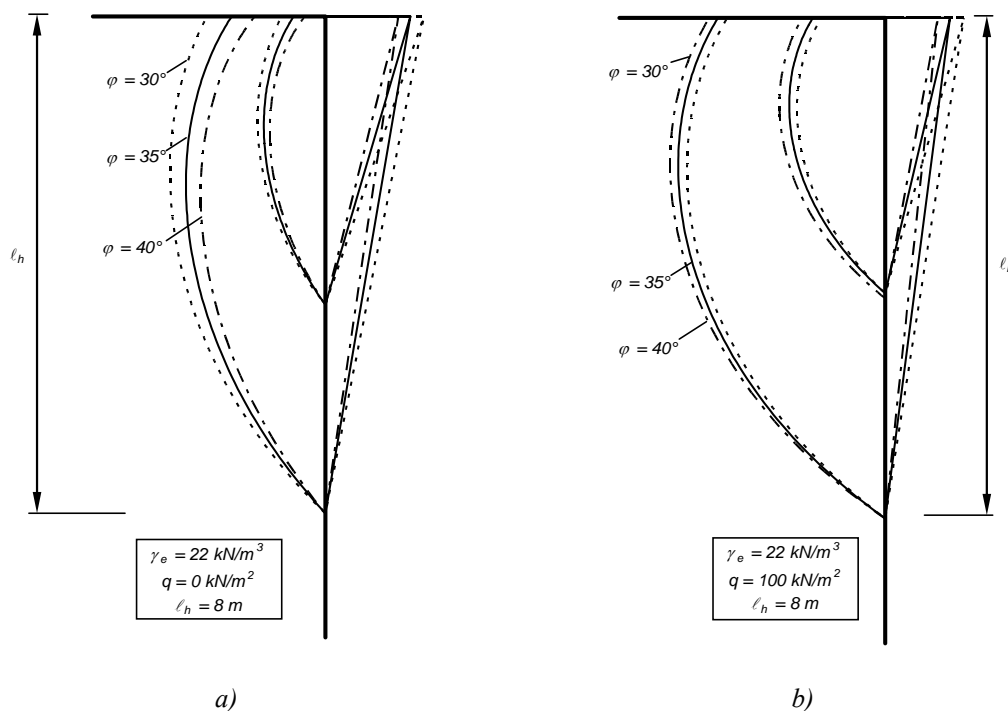


Figure 4.22: Variation de la géométrie du mécanisme déterminant en fonction de l'angle de frottement interne du sol: a) $q = 0$ et b) $q = 100 \text{ kN/m}^2$

4.5.3 Comparaison avec l'état actif de Rankine dans le sol

L'état actif de Rankine est souvent admis dans la pratique pour déterminer les sollicitations dans la structure par la méthode aux modules de réaction (voir annexe C et Vollenweider, Pralong 1998). Cet état de contraintes conduit d'ailleurs à une solution statiquement admissible pour le sol puisque le critère de rupture n'est dépassé nulle part. L'état de contraintes est défini par les contraintes principales verticales et horizontales données par :

$$\sigma_z = \gamma_e \cdot z \quad (4.53)$$

$$\sigma_x = K_a \cdot \gamma_e \cdot z \quad \text{avec} \quad K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (4.54)$$

La solution recherchée est celle qui fournit un diagramme des moments de flexion admissible dans la paroi, de sorte que la solution soit admissible pour le sol et pour la structure. Cette solution peut être déterminée en recherchant la position du moment maximal en travée, définie par le paramètre ξ de façon à ce que le moment résistant soit atteint en trois sections et ne soit pas dépassé ailleurs (voir figure 4.23). La démarche suivie est présentée plus en détail à l'annexe F.

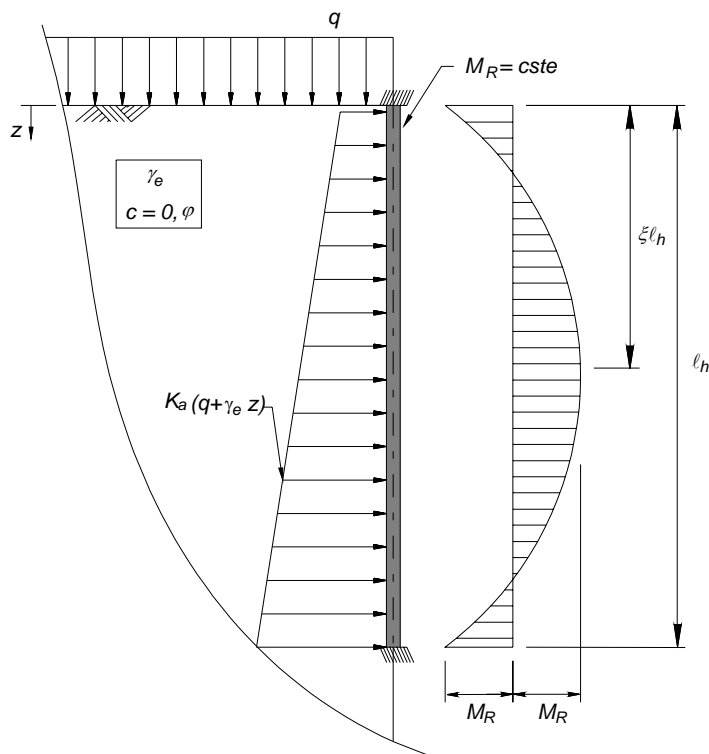


Figure 4.23: Pressions de contact contre la paroi sous l'état actif de Rankine et moments de flexion admissibles

La figure 4.24 présente la comparaison en termes de moments résistants, entre la borne supérieure obtenue avec le mécanisme proposé et la borne inférieure déterminée à partir de l'état actif de Rankine.

La solution proposée est nettement plus favorable, c'est-à-dire que pour une paroi de hauteur donnée et pour une surcharge donnée, le moment résistant nécessaire est beaucoup plus faible que sous l'hypothèse d'un état de contraintes dans le sol de type actif selon Rankine. La diminution, qui dépend de l'angle de frottement varie de 20% à 50% pour la plage de variation examinée.

Cette seule comparaison ne suffit cependant pas à garantir que cette capacité supplémentaire existe réellement puisque la solution proposée est une borne supérieure. Néanmoins, la rupture conduisant à l'état actif de Rankine correspond en réalité à la formation d'un coin plastifié derrière le mur qui est compatible avec un mouvement de rotation du mur par rapport à sa base ou à une translation du mur dans la direction opposée au sol. Cette cinématique est très éloignée de la cinématique probable. Les conditions de bord (appui en tête de la paroi) ne sont pas du tout satisfaites. Il est donc probable que la solution exacte soit assez proche de la solution proposée.

Le développement d'un champ de contraintes conduisant à une solution plus proche de la solution obtenue à partir du mécanisme proposé n'est pas effectué dans le cadre de cette étude.

Une comparaison avec une modélisation par la méthode des éléments finis est cependant effectuée pour valider la proposition.

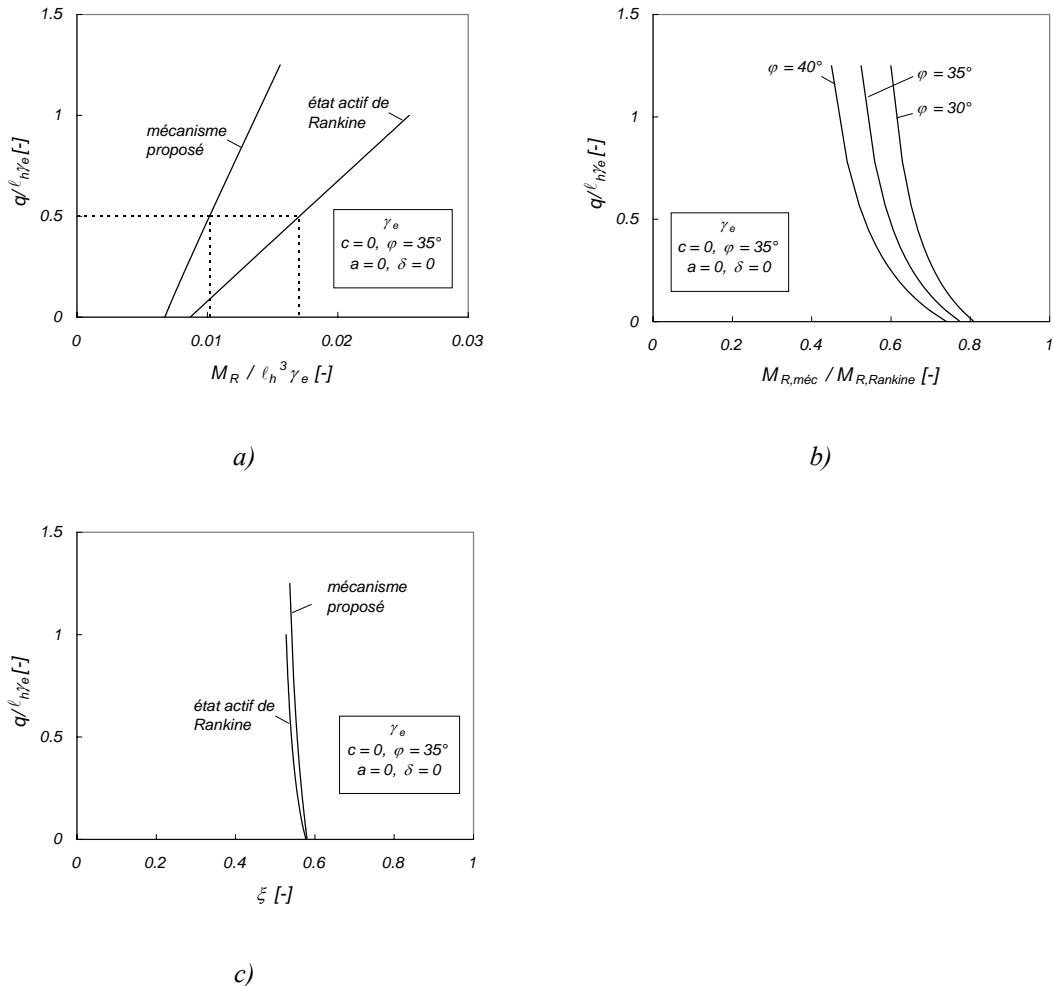


Figure 4.24: Comparaison de la solution proposée (mécanisme) avec l'état actif de Rankine: a) moment résistant en fonction de la hauteur de la paroi et de la charge appliquée, b) rapport entre le moment résistant nécessaire selon le mécanisme et selon l'état actif de Rankine et c) position de la rotule plastique en travée

4.5.4 Validation du mécanisme proposé

Comparaison avec la méthode aux éléments finis

La situation examinée est modélisée par le logiciel commercial Z_soil (Zace Service SA 2003) spécialisé dans les problèmes de structures liées au sol. Le principe de la méthode n'est pas présenté ici. Le lecteur se référera à la littérature spécialisée.

Modèle

La modélisation fait les hypothèses suivantes :

- le sol est modélisé par des éléments de milieu continu (« quads ») avec un comportement élastique parfaitement plastique obéissant à un critère de rupture de type Mohr-Coulomb et respectant la règle de normalité.

- la structure est modélisée par des éléments de type poutre. La section est divisée en plusieurs couches ayant un comportement unidirectionnel (contrainte-déformation) élastique parfaitement plastique, ce qui détermine le comportement flexionnel de la section. La résistance unidirectionnelle des couches définit alors le moment résistant.
- l'interface sol-structure est modélisée par des éléments de contact sans résistance.

Les rigidités des différents éléments sont choisies de façon à obtenir une bonne convergence numérique. Selon la théorie de la plasticité, ces propriétés n'influencent pas l'état ultime.

La simulation est effectuée pour une paroi ($\ell_h = 8$ m), pour un sol ($\varphi = 35^\circ$) et pour différentes résistances de la structure. La charge q est alors appliquée progressivement par des incréments très petits jusqu'à la rupture. La rupture est admise atteinte si le programme ne converge plus et si la courbe charge – déplacement à mi-travée présente une tendance asymptotique, caractéristique de la formation d'un mécanisme plastique.

La figure 4.25 montre le maillage utilisé pour la simulation ainsi que les propriétés principales des matériaux. Une légère cohésion est nécessaire pour garantir la convergence numérique.

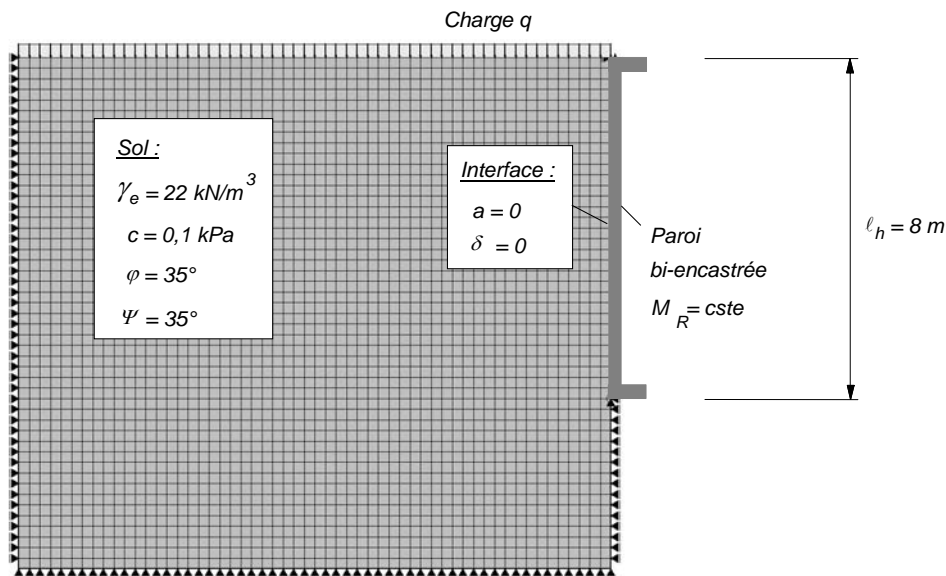


Figure 4.25: Maillage utilisé pour la simulation par la méthode aux éléments finis et propriétés admises

Remarque

Les solutions obtenues par cette méthode doivent être considérées comme des solutions approchées et non comme des bornes supérieures ou inférieures car :

- la géométrie est une approximation (discrétisation) qui tend vers la géométrie exacte
- l'implémentation choisie pour résoudre les équations différentielles régissant le comportement a aussi une influence. Pour Z_soil, l'état de contraintes est évalué dans certains points seulement (points de Gauss). Le champ de contraintes ainsi obtenu est discontinu.

- dans l'exemple traité, la rotule plastique en travée ne peut se former qu'en certains points, qui ne correspondent pas forcément exactement à la position la plus critique
- le comportement est élasto-plastique et non rigide-plastique

En principe la solution obtenue est une borne inférieure qui tend vers la solution exacte lorsque les déformations deviennent importantes (asymptote, plateau plastique). Des problèmes d'ordre numérique peuvent néanmoins conduire à une solution supérieure à la solution exacte.

Dans la mesure où la discrétisation est suffisamment fine, la solution tend néanmoins vers la solution exacte du problème.

Résultats

La figure 4.26a montre une comparaison entre le moment résistant requis selon le mécanisme proposé, selon l'état actif de Rankine et selon la modélisation aux éléments finis.

La modélisation numérique montre une très bonne concordance avec la solution proposée. Les points obtenus par la méthode aux éléments finis sont alignés sur la courbe théorique.

La solution obtenue en résolvant le mécanisme proposé peut alors être considérée comme une bonne estimation de la solution exacte puisque la solution numérique tend théoriquement vers cette solution.

La figure 4.26b compare la géométrie du mécanisme proposé avec une image des incréments du 2^{ème} invariant des déformations déterminée par la méthode aux éléments finis lorsque l'état plastique (et la ruine) est proche. Cette comparaison, qui est effectuée pour un jeu de paramètres, montre que le mécanisme proposé s'inscrit très bien dans la zone cisailée. La zone élastique présente contre la partie supérieure de la paroi est également mise en évidence par les éléments finis.

L'analyse de l'image du 2^{ème} invariant des déformations montre que le mécanisme réel probable est en réalité composé de quatre zones :

- une zone principale fortement cisailée et délimitée approximativement par deux spirales logarithmiques
- une zone élastique contre la partie supérieure de la paroi
- une zone plastique de type passif contre la tête de la paroi
- une zone plastique de type actif en arrière de la zone principale cisailée et atteignant la surface libre

Ce mécanisme présente donc de très grandes similitudes avec le mécanisme en « trompette » observé par Steenfelt et Mortensen à l'aide des éléments finis lorsqu'une paroi est en rotation autour de son sommet (figure 4.19, Mortensen, Steenfelt 2001) et développé théoriquement par Steenfelt pour ce même cas pour un sol purement cohésif (Steenfelt 1979a).

L'image obtenue est aussi très proche de la figure créée par les lignes caractéristiques données par Mortensen et présentée à la figure 4.18b.

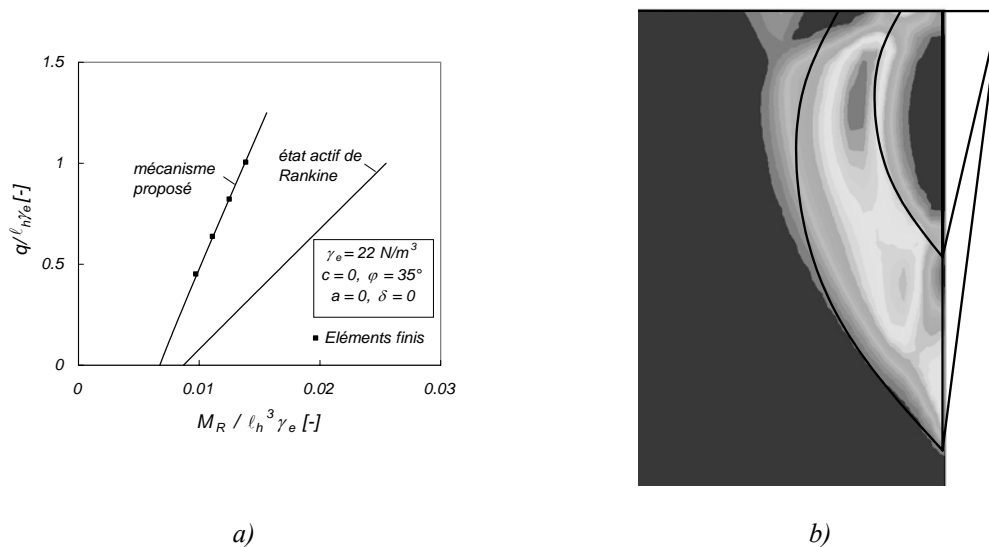


Figure 4.26: Comparaison du mécanisme proposé avec la méthode aux éléments finis:
 a) moment résistant et b) Image du 2^{ème} invariant des déformations (incrément à la fin du processus de chargement) et géométrie du mécanisme après le processus d'optimisation (exemple : $\varphi = 35^\circ$, $c = 0.1$ kPa et $\gamma_e = 22$ kN/m³ ; méthode aux éléments finis : $q/\gamma_e\ell_h = 0.45$, $M_R/\gamma_e\ell_h^3 = 0.0097$; optimisation de la géométrie du mécanisme : $q/\gamma_e\ell_h = 0.45$, $M_R/\gamma_e\ell_h^3 = 0.0098$, $\xi = 0.56$, $x/\ell_h = 0.129$)

L'écart observé entre d'un côté la solution proposée et la modélisation aux éléments finis et d'un autre côté la solution correspondant à l'état actif de Rankine s'explique par le développement d'arcs de décharge dans le sol. Ces arcs de contraintes, qui prennent appui sur les extrémités de la paroi, permettent le report d'une partie des charges vers les appuis sans solliciter la paroi en flexion. Cet effet, qui sera encore discuté plus loin (chapitre 5), est visible sur la figure 5.110 qui donne une représentation graphique de ces arcs de décharge.

La figure 4.27a présente les poussées contre la paroi à la ruine (mécanisme développé dans le sol) calculées par la méthode aux éléments finis et les compare avec celles obtenues à partir des états actif et passif de Rankine.

La concentration des contraintes en tête de la paroi reflète l'appui des arcs de décharge.

Deux faits qui peuvent paraître surprenants à première vue sont mis en évidence :

- les poussées en tête du mur tendent vers les poussées passives selon Rankine, même si le mur s'éloigne du sol. Cette zone est en réalité comprimée horizontalement par les arcs de décharge. La capacité du sol est atteinte lorsque cette zone atteint un état de contraintes menant à la plastification. Comme l'interface admise est parfaitement lisse (contraintes principales orientées selon les axes horizontal et vertical contre la paroi), cet état correspond à l'état passif selon Rankine. L'état ultime est donc atteint par rupture des arcs de décharge en tête du mur.
- les poussées en travée sont plus faibles que celles correspondant à l'état actif de Rankine. Ceci est possible car sous l'effet des arcs de décharge, la contrainte verticale dans le sol à cet endroit est plus petite que la somme du poids de la colonne de terre située au-dessus et de la charge

appliquée. Par conséquent, la contrainte horizontale correspondant à l'état plastique actif est aussi réduite.

De manière générale, la distribution proposée présente des similitudes importantes avec les distributions proposées par Brinch Hansen (figure 4.16a, Brinch Hansen 1953) et avec celle de Mortensen (figure 4.18b, Mortensen 1995).

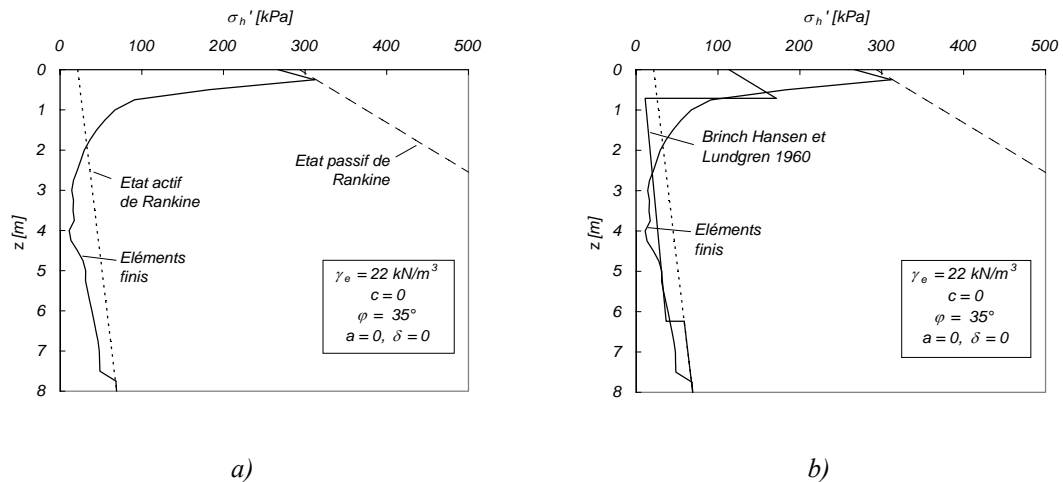


Figure 4.27: a) Comparaison des poussées contre la paroi à la ruine calculées avec la méthode aux éléments finis et à partir des états actif et passif de Rankine et b) comparaison avec la distribution des poussées calculée à l'aide des abaques de Brinch Hansen, Lundgren 1960 (exemple : $\varphi = 35^\circ$, $c = 0.1 \text{ kPa}$ et $\gamma_e = 22 \text{ kN/m}^3$; méthode aux éléments finis : $q/\gamma_e \ell_h = 0.45$, $M_R/\gamma_e \ell_h^3 = 0.0097$; z = profondeur et σ_h' = poussée normale à la paroi)

La figure 4.27b compare les poussées calculées avec les poussées déterminées à l'aide des abaques de Brinch Hansen et Lundgren (Brinch Hansen, Lundgren 1960) pour le cas investigué. La distribution basée sur les abaques reproduit de manière satisfaisante les poussées obtenues par la méthode aux éléments finis, supposées plus réalistes. Les poussées en tête de la paroi, inférieures à la poussée passive, sont cependant sous-estimées.

Comparaison avec des essais sur modèle analogique « Schneebeli »

Des essais sur un modèle analogique à échelle réduite de type « Schneebeli » ont été réalisés d'une part pour illustrer les phénomènes et d'autre part pour valider qualitativement les simulations numériques.

Modèle utilisé

Le modèle utilisé est présenté à la figure 4.28.

Le principe du modèle consiste à remplacer le sol par des rouleaux cylindriques en aluminium de deux diamètres différents ($\varnothing 3$ et 5 mm , $\ell_c =$ longueur des rouleaux = 60 mm) empilés les uns sur les autres de façon aléatoire. La paroi est reproduite par deux éléments bi-articulés de longueur égale ($\ell_h/2$) simplement appuyés. L'appui horizontal situé à mi-hauteur est alors déplacé progressivement à vitesse constante de façon à simuler la rupture du mur. La simulation a donc pour but de reproduire la rupture dans le sol, qui est contrôlée par le déplacement du mur. La force horizontale agissant au droit de l'appui central est mesurée par un capteur de force, ce

qui permet de déterminer quand le mécanisme est totalement développé. La force se stabilise dès que le mécanisme est créé.

L'ensemble du processus est suivi par la prise de photos numériques à intervalle de temps (donc de déplacement) régulier. Un logiciel (Icasoft développé par Fabrice Morestin INSA de Lyon, voir par ex. Mguil-Touchal et al. 1997) qui compare les photos une à une par corrélation directe permet alors de déterminer le champ de déplacements derrière le mur.

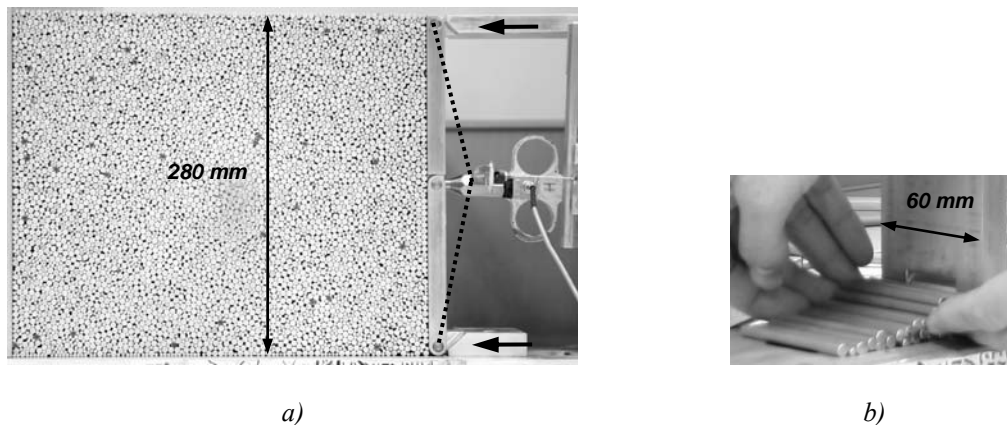


Figure 4.28: Modèle « Schneebeli » utilisé pour les essais qualitatifs

Cette analogie a été utilisée en premier par Schneebeli (Schneebeli 1957) qui a montré que les rouleaux permettaient de reproduire le comportement à la rupture d'un matériau non cohésif obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb.

De nombreux chercheurs l'ont ensuite utilisée dans le domaine de la géotechnique notamment pour reproduire la rupture sous une fondation superficielle, derrière un ouvrage de soutènement ou encore pour reproduire une instabilité de talus. Cette analogie sert d'outil didactique (Lambe, Whitman 1969) mais également d'outil de recherche scientifique (Brinch Hansen 1953, Steenfelt 1979 et Steenfelt 1979b).

L'angle de frottement obtenu dépend du matériau utilisé pour les rouleaux, des diamètres des rouleaux, de la proportion entre les différents diamètres mais surtout de la densité ou de la porosité (voir Schneebeli 1957). Pour le modèle utilisé, une valeur de l'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$ peut être admise (voir Steenfelt 1979).

Plusieurs essais ont été réalisés à l'aide du modèle ci-dessus. Les résultats obtenus n'ont cependant qu'une portée qualitative compte tenu de la taille relativement grossière des rouleaux comparée aux dimensions de la structure et des zones intervenant dans le mécanisme (voir figure 4.26b).

Résultats de la comparaison

La figure 4.29 présente les incréments de déplacements (totaux, composante horizontale et composante verticale) mesurés sur le modèle analogique une fois le mécanisme formé (état plastique) et les compare avec les incréments de déplacements à l'état plastique obtenus par la méthode aux éléments finis. Pour la simulation numérique, le modèle de la figure 4.25 est utilisé en introduisant trois articulations dans la paroi (aux encastremets et à mi-travée), et en supprimant la charge appliquée pour reproduire les conditions du modèle analogique. Un déplacement est alors imposé à mi-hauteur de la paroi jusqu'à l'obtention d'un mécanisme.

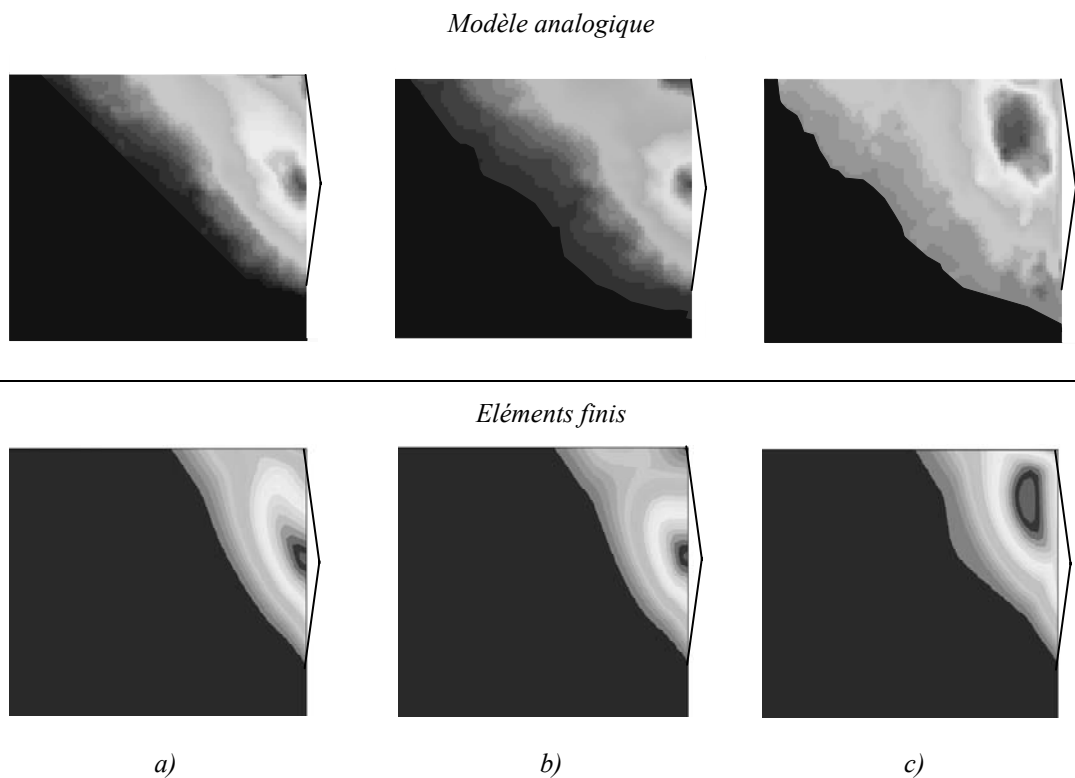


Figure 4.29: Comparaison qualitative entre les incréments de déplacements en stade plastique mesurés expérimentalement et obtenus par la méthode aux éléments finis ($\varphi = 25^\circ$): a) déplacements totaux, b) composante horizontale et c) composante verticale

La comparaison est qualitative car l'unité des déplacements mesurés sur le modèle analogique est le [pixel] alors que l'unité des déplacements obtenus par simulation numérique est le [m]. De plus, les isolignes ne sont pas identiques. La correspondance entre les deux modèles est néanmoins jugée très satisfaisante, car des tendances similaires sont constatées. Les différentes zones mises en évidence préalablement sont également visibles expérimentalement.

Le logiciel aux éléments finis utilisé est donc jugé apte à reproduire le comportement de ce type de matériau et du sol par analogie.

4.5.5 Conclusions

Le système statique de la paroi permet d'activer une capacité supplémentaire dans le sol via les arcs de décharge. Cet effet favorable n'existe pas dans le cas du mur libre en tête auquel correspond l'état actif de Rankine.

Le système structural est donc hyperstatique à double titre (hyperstaticité propre de la paroi et hyperstaticité sol-structure). La formation d'un mécanisme dans la structure ne signifie pas pour autant que la ruine du système est atteinte. Les arcs de décharge sont en effet activés alors que la structure est en état d'écoulement plastique. La capacité de redistributions plastiques liée à cet effet est très élevée dans l'exemple traité.

L'étude du comportement de la paroi latérale d'une structure cadre montre que le fait de considérer l'interaction sol-structure à l'état limite ultime en choisissant des

mécanismes de rupture cinématiquement compatibles peut aussi être bénéfique pour la structure.

4.6 Limitations

Ce chapitre a permis de montrer par deux exemples que l'étude du comportement à l'état limite ultime de structures enterrées ou en contact avec le sol nécessite généralement de considérer l'interaction sol-structure. En particulier, les modes de rupture du sol et de la structure (défaillance interne) doivent être compatibles cinématiquement. L'effet de ces mécanismes couplés peut dans certains cas être bénéfique et dans d'autres cas défavorable.

L'application de la théorie de la plasticité permet dans de tels cas d'évaluer efficacement la capacité portante des structures et du sol.

Cette théorie présente néanmoins quelques inconvénients :

- elle ne permet pas de vérifier le comportement de la structure à l'état de service (généralement assez loin de la rupture)
- elle ne renseigne pas sur les déformations réellement nécessaires pour développer complètement le mécanisme plastique. Ces déformations peuvent être ou peuvent ne pas être compatibles avec les hypothèses admises sur les matériaux (comportement idéalement plastique)
- elle ne permet pas de vérifier la structure vis-à-vis de phénomènes fragiles (rupture à l'effort tranchant, éclatement du béton d'enrobage,...)
- alors que les solutions cinématiquement admissibles sont assez intuitives, les solutions statiquement admissibles sont difficiles à développer (champs de contraintes bidimensionnels avec matériau pesant)

Pour ces raisons, une autre approche est choisie pour étudier le comportement des tranchées couvertes dans différentes situations. C'est l'objet des chapitres suivants.

5 Comportement des tranchées couvertes : approche théorique

5.1 Introduction

Le chapitre 3 a mis en évidence le fait que le comportement de certaines structures liées au sol était fortement influencé par le déplacement de la structure, qui provoque des modifications de l'état de contraintes dans le sol. Ces effets sont généralement regroupés sous le terme d'interaction sol-structure. Le chapitre 4 a montré que cette interaction pouvait avoir une influence déterminante à la ruine.

L'étude de la littérature couvrant cette problématique montre que ces effets dépendent néanmoins en grande partie de l'intensité du déplacement de la structure. Le déplacement supporté par la structure est malheureusement limité (voir chapitre 2). En particulier, un certain nombre de phénomènes fragiles peuvent parfois conduire à une rupture prématurée de la structure.

Le but de ce chapitre est dans un premier temps d'évaluer l'importance de l'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes, et dans un deuxième temps de vérifier la compatibilité de ces mécanismes avec la capacité de déformation de la structure.

Ce chapitre doit aussi permettre de mieux comprendre le comportement de la structure et du sol avoisinant, de décrire et de quantifier l'influence des paramètres principaux et ainsi de tirer les enseignements nécessaires au développement de règles de conception et de dimensionnement.

Le chapitre est articulé autour de l'étude de cas fondamentaux représentatifs des tranchées couvertes. La paroi latérale et la dalle d'une structure de type cadre, la voûte puis le radier sont ainsi abordés pour illustrer les différents régimes de comportement possibles.

5.2 Méthode proposée

Dans un premier temps, la démarche suivie pour traiter cette problématique est présentée et les hypothèses admises lors de l'analyse sont discutées.

5.2.1 Principe et hypothèses

Contexte et principe général

Comme toute autre structure, les tranchées couvertes doivent remplir les exigences requises de sécurité structurale et d'aptitude au service. Afin d'évaluer ces différents critères, il est donc essentiel de choisir une approche permettant de décrire l'ensemble du comportement du système structural jusqu'à la ruine, résultat de l'interaction entre les différents matériaux présents.

La ruine peut cependant se produire selon différents modes de rupture, faisant intervenir le sol et la structure indépendamment ou les deux simultanément. Seul le dernier cas, où l'interaction entre le sol et la structure est la plus importante, est abordé ici. Dans un tel cas, le mécanisme de rupture peut être décomposé en un mécanisme dans la structure et un mécanisme dans le sol avoisinant. Ces deux mécanismes sont compatibles du point

de vue cinématique, c'est-à-dire qu'à l'interface, les composantes normales des déplacements du sol et de la structure sont identiques.

La figure 5.1 présente des mécanismes de rupture par flexion possibles pour les cas fondamentaux examinés. Certains mécanismes entraînent la rupture de l'un ou l'autre élément de la structure (cas a à d) alors que d'autres font intervenir l'ensemble de la structure (cas e à g). Les mécanismes présentés correspondent à des cas représentatifs du comportement des tranchées couvertes et seront étudiés dans la suite de ce chapitre. Des mécanismes plus complexes et le comportement de structures avec d'autres géométries, par exemple à tubes multiples, peuvent être expliqués à l'aide de ces mécanismes fondamentaux.

D'autres modes de rupture peuvent aussi se produire (effort tranchant, éclatement de l'enrobage,...). Ceux-ci sont généralement accompagnés par une flexion de la structure. Moyennant certaines simplifications, ils peuvent alors être pris en compte par la démarche suivie même si un mécanisme de rupture par flexion est considéré.

Les mécanismes de rupture par flexion doivent dans tous les cas être privilégiés pour les structures en béton armé puisqu'ils conduisent à un comportement plus ductile. La ruine est ainsi précédée par des déformations et une fissuration importantes et peut alors être détectée.

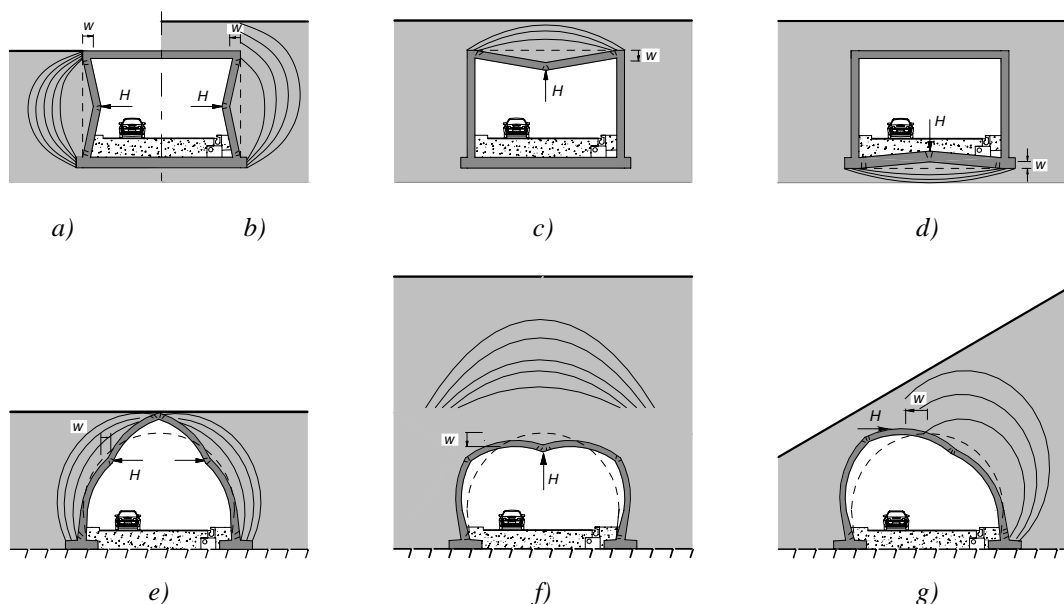


Figure 5.1: Cas fondamentaux examinés et mécanismes de ruine par flexion possibles caractérisés par une poussée généralisée H et un déplacement caractéristique w

Pour atteindre son état de rupture et ainsi former un mécanisme, la structure doit se déformer, entraînant avec elle le sol en contact. Ces déformations induisent une modification de l'état d'équilibre établi, provoquant ainsi des redistributions d'efforts et de contraintes dans la structure et dans le sol jusqu'à l'obtention d'un nouvel état d'équilibre. En particulier, le niveau de sollicitation dans le sol dépend de la déformation de la structure. Le sol et la structure forment ainsi un système hyperstatique, au sein duquel chaque composant contribue à la reprise des charges appliquées. La contribution de la structure peut être évaluée en déterminant les pressions de contact exercées par le sol sur celle-ci. Leur connaissance constitue une information clef à déterminer pour appréhender le comportement de ce type d'ouvrage et maîtriser l'interaction sol-structure.

Une difficulté réside cependant dans le fait que la distribution des pressions exercées par le sol sur la structure n'est généralement pas connue a priori et qu'elle varie durant les différentes phases du comportement, en conséquence du comportement non linéaire de chaque matériau. L'idée à la base de la méthode est de s'affranchir de cette difficulté en résumant la contribution de la structure à la reprise des charges en une seule grandeur appelée *poussée généralisée*. Le problème posé consiste ensuite à déterminer la valeur de celle-ci en fonction de la situation étudiée et des propriétés des matériaux.

L'approche adoptée se propose de déterminer la valeur de la poussée généralisée en découplant l'analyse du sol et de la structure, c'est-à-dire en étudiant séparément le comportement de ces deux sous-systèmes, puis en cherchant la position d'équilibre du système complet sur la base d'un critère de compatibilité cinématique.

Démarche

La figure 5.2 illustre schématiquement la démarche suivie pour le cas de la paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre après remblayage complet, en admettant une rupture par flexion.

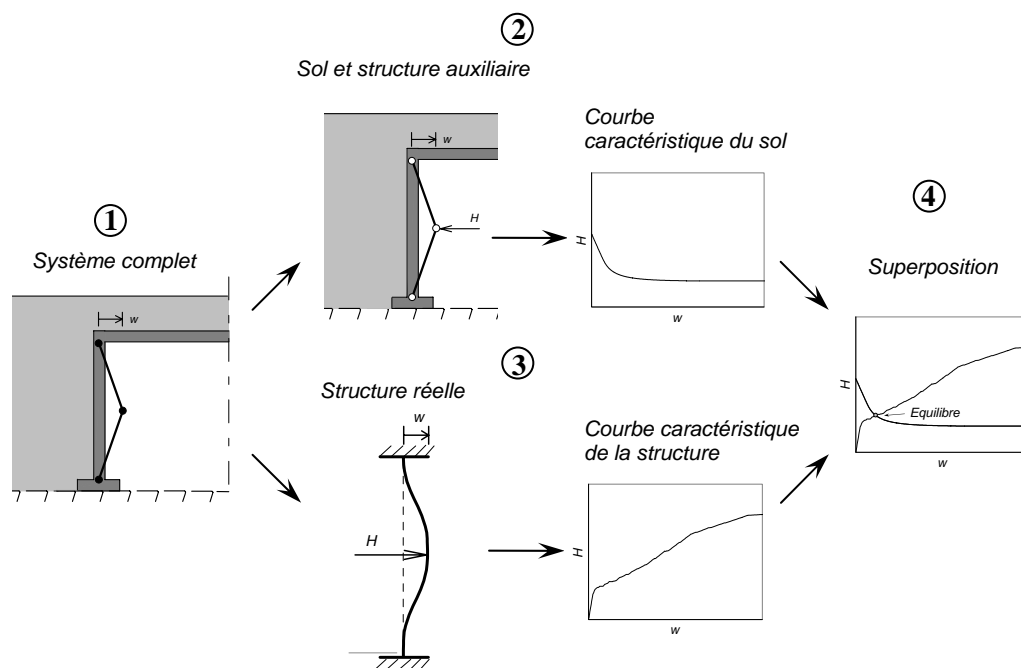


Figure 5.2: Principe et démarche de la méthode

La première étape de la méthode consiste à choisir le mécanisme de rupture de la structure (voir figure, point 1). La position déformée de la structure selon ce mécanisme est complètement définie par un déplacement caractéristique w .

La résistance de la structure à la ruine peut aussi être remplacée par une seule force correspondant à la poussée généralisée H . Dans l'exemple de la figure, la rupture de la paroi par flexion est considérée en admettant que trois rotules plastiques se forment à la ruine. Le déplacement w au niveau de la rotule plastique située dans la partie centrale de la paroi est alors suffisant pour caractériser la cinématique de la rupture. En admettant que la théorie de la plasticité est applicable, la résistance ultime offerte par la structure peut être vue d'un point de vue énergétique comme une dissipation d'énergie dans les zones plastiques, ici dans les rotules plastiques. Cette résistance peut être obtenue de

façon équivalente en remplaçant les rotules plastiques par des articulations libres et en introduisant une force H au niveau de la rotule centrale. Cette force représente alors en une grandeur unique la résistance de la structure. L'énergie dissipée par cette force sous un incrément de déplacement est identique à celle dissipée par les rotules plastiques dans la configuration réelle.

Dans une deuxième étape, l'analyse du sol et de la structure est découplée. Le comportement du sol est étudié en remplaçant la structure par une structure auxiliaire instable correspondant au mécanisme de rupture choisi mais rendue stable par la poussée généralisée H . A l'aide d'un logiciel approprié, il est alors possible de calculer la courbe caractéristique du sol qui décrit la relation entre la poussée généralisée H et la position déformée de la structure auxiliaire, représentée par le déplacement w (voir figure, point 2). La poussée généralisée correspond alors à la résistance nécessaire pour assurer l'équilibre du système sous un déplacement w donné.

La poussée généralisée peut être interprétée d'une autre manière. Elle représente aussi indirectement l'effet d'action du sol sur la structure. Il est donc possible d'étudier le comportement de la structure en appliquant progressivement la poussée généralisée H à la structure réelle jusqu'à l'obtention du mécanisme de rupture. La courbe caractéristique de la structure, correspondant à la relation entre la poussée généralisée H et le déplacement caractéristique w , peut ainsi être calculée (voir figure, point 3).

La position d'équilibre du système complet est finalement déterminée graphiquement par simple superposition des deux courbes caractéristiques (voir figure, point 4). La position d'équilibre est donnée par l'intersection de ces deux courbes. En ce point, les poussées généralisées calculées pour le sol et la structure s'équilibrent pour un déplacement caractéristique identique, assurant ainsi la compatibilité cinématique entre les deux sous-systèmes.

Cette méthode présente de fortes analogies avec la méthode convergence-confinement utilisée dans le domaine des tunnels excavés à grande profondeur et présentée au chapitre 3.2.4. L'avantage didactique d'une telle approche a déjà été soulevé.

Choix de la poussée généralisée

La poussée généralisée n'est pas une grandeur unique. Elle doit être choisie de façon à représenter au mieux l'effet du sol sur la structure. Par convention, la poussée généralisée est choisie ici de manière à reproduire les charges « actives » provoquées par le sol sur la structure. On entend par charges « actives » (appelées aussi poussées dans le cas d'un mur de soutènement) les pressions de contact qui sont le moteur du mode de rupture, par opposition aux charges « passives » (ou butées dans le cas d'un mur de soutènement) qui représentent une résistance opposée par le sol lorsque la structure le comprime.

5.2.2 Limites de la démarche

L'efficacité de la démarche provient du fait que les comportements du sol et de la structure peuvent être représentés par un jeu de paramètres simples formé du déplacement caractéristique w et de la poussée généralisée H . Cette caractérisation du comportement du sol et de la structure est rendue possible grâce à certaines simplifications :

- 1) Lors du calcul de la courbe caractéristique du sol, la cinématique de la structure est imposée par le mécanisme choisi. Cette cinématique est correcte à l'état

limite ultime pour autant que ce mécanisme soit le mécanisme de ruine effectif car les déformations élastiques peuvent être négligées face aux déformations plastiques. Cette hypothèse constitue par contre une approximation dans les phases antérieures du comportement de la structure. Le système statique est en effet modifié par l'introduction d'une structure auxiliaire. La déformée de la structure calculée durant la simulation diffère donc de la déformée réelle. Pour un même déplacement caractéristique w cependant, les différences se localisent à proximité de la structure et l'influence sur l'ensemble du massif est par conséquent limitée. D'autre part, l'hypothèse s'améliore lorsque les déformations augmentent et que la structure s'approche de la ruine.

- 2) Pour le calcul de la courbe caractéristique de la structure, l'action du sol sur cette dernière est remplacée par la poussée généralisée H . Cette hypothèse constitue une simplification importante du comportement puisque les pressions sont généralement réparties sur le pourtour de la structure et non localisées en un point. La précision de cette hypothèse dépend donc de la pertinence de la poussée généralisée choisie et par conséquent de la situation étudiée. Elle ne peut être évaluée que si la répartition des pressions est connue. Ceci n'est malheureusement pas souvent le cas.
- 3) Il peut exister une légère incompatibilité entre le mécanisme choisi pour le calcul de la courbe caractéristique du sol et le mécanisme obtenu par le calcul de la courbe caractéristique de la structure. La poussée généralisée ne permet en effet pas de reproduire exactement l'effet des pressions de contact. La position des rotules plastiques peut ainsi différer légèrement si bien que les deux mécanismes ne sont pas exactement les mêmes. Les différences restent dans la plupart des cas acceptables.
- 4) De plus, les conditions aux limites pouvant affecter le comportement de la structure doivent être évaluées préalablement et considérées dans le calcul de la courbe caractéristique de la structure. Dans l'exemple de la paroi latérale, l'influence des charges agissant sur la dalle supérieure du tunnel est non négligeable. Ces charges induisent en effet un effort normal et un moment de flexion en tête de la paroi et influencent donc son comportement. Elles peuvent aussi influencer directement le choix du mécanisme de rupture à étudier.
- 5) Les étapes de construction ne sont pas prises en compte par cette approche puisqu'il est admis que le sol a atteint son niveau final au début du calcul. L'effet du compactage peut dans certains cas être considéré de façon globale via un coefficient de poussée initiale K_0 (si le logiciel le permet).
- 6) Les limites de ductilité de la structure doivent être évaluées et considérées séparément. La courbe caractéristique de la structure doit donc être arrêtée en conséquence pour tenir compte de ces effets.

Les simplifications évoquées ci-dessus sont cependant nécessaires pour garantir la simplicité de la méthode. La précision des résultats est jugée suffisante pour atteindre les objectifs fixés et permet de décrire les traits de comportement fondamentaux de tels systèmes structuraux.

Cette méthode constitue un outil de compréhension du comportement de ces systèmes. Elle ne peut par contre pas être utilisée directement pour le dimensionnement ou la vérification d'une structure sans une évaluation de la précision des hypothèses.

Influence de la distribution des pressions de contact sur la réponse de la structure

La deuxième limitation évoquée ci-dessus peut être améliorée si nécessaire en faisant une hypothèse sur la distribution des pressions de contact le long de la structure, afin d'approcher plus précisément le comportement réel. Lors du calcul de la courbe caractéristique de la structure, la poussée généralisée peut alors être remplacée par ces pressions de contact. Ceci est raisonnable dans la mesure où la répartition des pressions est connue suffisamment précisément. Cet aspect est illustré au travers de l'exemple représenté à la figure 5.3a.

On considère un mur de soutènement libre en tête et on admet que la rupture du mur est atteinte par plastification de la section au niveau de l'encastrement du mur dans la fondation. Une articulation libre est introduite à la base du mur et sa résistance remplacée par une force horizontale agissant en tête du mur.

Dans l'exemple, il est admis qu'aucune nappe phréatique n'est présente derrière le mur.

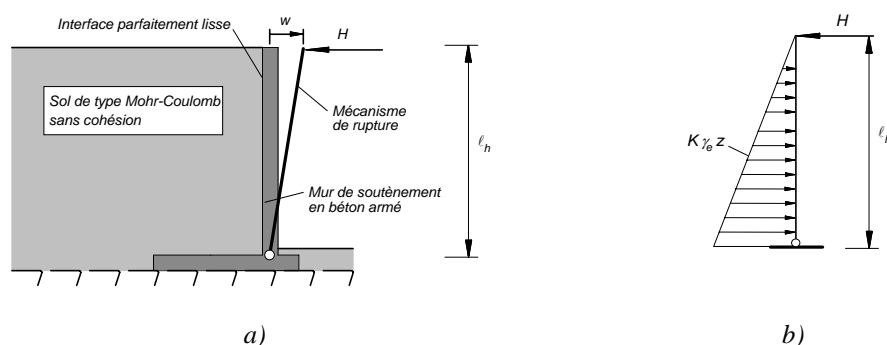


Figure 5.3: Mur de soutènement libre en tête: a) mécanisme de ruine et b) distribution des pressions de contact admise

En admettant que l'interface est parfaitement lisse et que le sol suit un comportement élastique-plastique de type Mohr-Coulomb sans cohésion, la répartition des poussées contre le mur est connue à la ruine. Celle-ci est triangulaire et correspond alors à la poussée active calculée selon Rankine (voir chapitre 3.2.1).

Il est raisonnable d'admettre que cette répartition est valable pour l'ensemble du comportement. La relation entre le coefficient de poussée K et la poussée généralisée H peut être obtenue directement par des considérations d'équilibre sur la structure (voir figure 5.3b) :

$$K = \frac{6H}{\gamma_e \cdot \ell_h^2} \quad (5.1)$$

où γ_e est le poids volumique du sol et ℓ_h la hauteur du mur.

Il devient alors possible de calculer la courbe caractéristique de la structure en admettant d'une part que l'action du sol sur celle-ci correspond à la poussée généralisée H , et d'autre part que cette action est produite par des poussées réparties de façon triangulaire sur la hauteur du mur ayant à la ruine un effet équivalent à la poussée généralisée. La figure 5.4 présente sur un même graphique les courbes caractéristiques obtenues selon ces différentes hypothèses, la courbe caractéristique du sol n'étant pas affectée par celles-ci.

On constate que les deux courbes caractéristiques de la structure conduisent à des positions d'équilibre assez différentes (points O). L'hypothèse selon laquelle les

poussées sont concentrées en tête du mur est très défavorable pour la structure. La répartition des courbures sous l'effet des charges qui permet de calculer le déplacement en tête du mur montre très clairement cet effet.

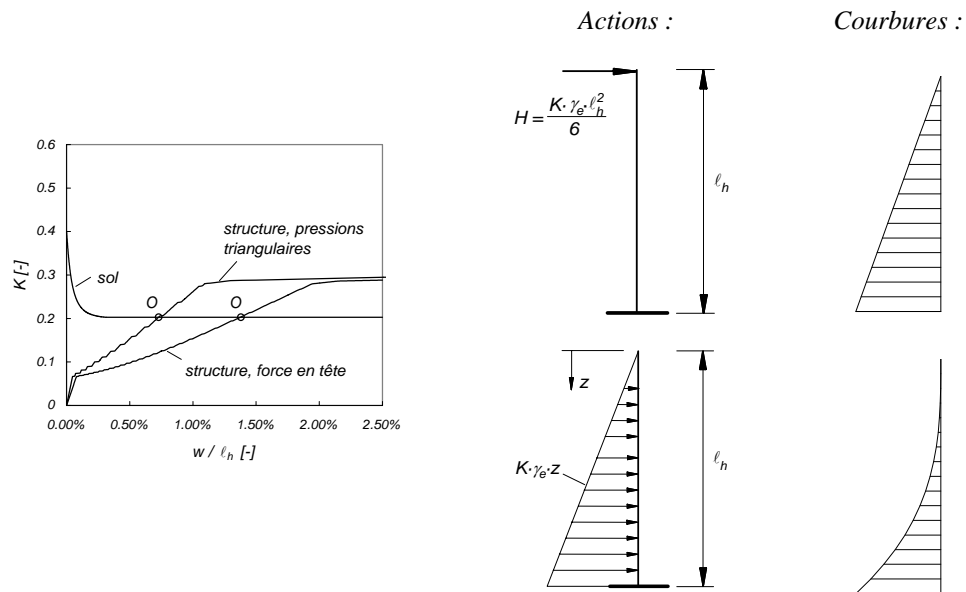


Figure 5.4: Mur de soutènement: courbes caractéristiques, hypothèses sur les pressions de contact et répartition élastique linéaire des courbures correspondante

L'application du théorème de la force unité à une structure avec un comportement linéaire (rigidité flexionnelle EI) mène aux déplacements en tête du mur suivants pour les hypothèses considérées :

$$w_A = \frac{1}{3} \frac{H \cdot \ell_h^3}{EI} = \frac{1}{18} \frac{K \cdot \gamma_e \cdot \ell_h^5}{EI} \quad (5.2)$$

pour la poussée généralisée en tête et

$$w_B = \frac{1}{30} \frac{K \cdot \gamma_e \cdot \ell_h^5}{EI} \quad (5.3)$$

pour la répartition triangulaire des poussées.

Pour une poussée généralisée concentrée en tête du mur équivalente à un coefficient de poussée K , le déplacement calculé est surestimé (en stade élastique linéaire) d'un facteur $w_A/w_B = 5/3$ par rapport au déplacement calculé pour une répartition triangulaire des poussées, admise correcte.

Le cas ci-dessus est particulièrement extrême, car il est évident que la poussée généralisée choisie n'est pas représentative de l'effet des pressions réelles sur un tel système statique. On constate malgré tout que la résistance ultime de la structure n'est pas affectée par cette hypothèse. Les deux courbes atteignent effectivement le même plateau de résistance. De plus, les différentes phases du comportement de la structure sont présentes et la représentation graphique obtenue fournit de nombreuses informations sur le comportement du système structural et sur l'interaction entre le sol et la structure.

La figure 5.5 montre le résultat de la simulation du comportement d'une dalle soumise à une charge uniformément répartie en remplaçant son effet par une force concentrée à mi-travée ayant un effet équivalent à la ruine (même plateau plastique). Cette situation

correspond approximativement au cas de la dalle supérieure d'une tranchée couverte de type cadre. Pour de faibles couvertures de terre, la surcharge de terre peut généralement être assimilée à une charge uniformément répartie (voir chapitre 5.3.2). Les deux courbes obtenues sont dans ce cas très proches. Elles conduisent au même résultat lorsque que les rigidités sont identiques (régime élastique et dans une moindre mesure élastique fissuré). La différence principale est notée au moment où la première rotule plastique se forme. La plastification au droit des encastremets se produit en effet plus rapidement lorsque la charge est admise uniformément répartie.

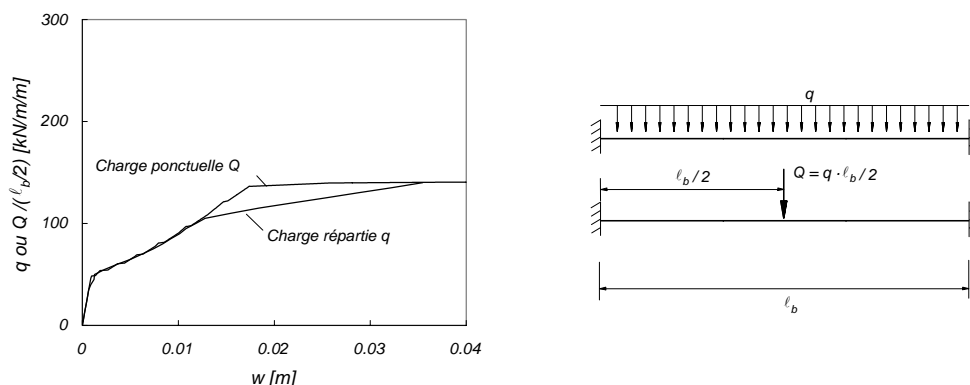


Figure 5.5: Simulation d'une dalle bi-encastree soumise à une charge uniformément répartie q à l'aide d'une force concentrée équivalente $Q = q \cdot \ell_b / 2$ ($\ell_b = 10$ m, épaisseur de la dalle $h = 0.8$ m, $\rho = 0.28\%$)

Dans ce cas, l'hypothèse simplificatrice conduit à une bonne représentation du comportement. La plupart des cas traités se rapprochent généralement de ce dernier exemple.

5.2.3 Matériaux

La modélisation du comportement du sol, de la structure et de leur interface n'est a priori pas liée à la démarche décrite ci-dessus. Différents modèles de comportement plus ou moins représentatifs du comportement réel des matériaux peuvent ainsi être utilisés et confrontés. Les hypothèses choisies doivent cependant être à même de simuler les phases principales du comportement de chaque matériau.

Sans indications contraires dans le texte, les hypothèses décrites ci-dessous sont utilisées dans la suite du rapport.

Comportement du sol

Le comportement du sol est approché par une loi de comportement élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb qui a déjà été présenté au chapitre 4.2.

Le poids volumique apparent admis pour le remblai est $\gamma_e = 22$ kN/m³.

Le comportement du sol dans sa phase élastique est décrit par le module d'élasticité E et le coefficient de Poisson ν alors que le comportement à la rupture est défini par la cohésion effective c' , l'angle de frottement effectif φ' et l'angle de dilatance Ψ .

Par souci de simplification, les « ' » utilisés pour caractériser les contraintes effectives ne sont plus représentés dans la suite du texte. Dans la majeure partie des cas traités

dans la suite, la présence d'une nappe phréatique n'est pas considérée et les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales.

L'angle de dilatance qui dépend du type de sol et de sa compacité peut être évalué par un essai triaxial. Contrairement aux hypothèses faites au chapitre 4.2, un angle de dilatance correspondant aux deux tiers de l'angle de frottement ($\Psi = 2/3\varphi$) plus représentatif des sols modélisés est admis (voir Zace Service SA 2003).

Le tableau 5.1 résume les valeurs utilisées pour les différents exemples traités dans ce chapitre. Les valeurs moyennes constituent les valeurs de référence alors que les valeurs inférieures et supérieures servent aux analyses paramétriques.

Tableau 5.1: Propriétés admises pour le remblai

	E [MPa]	ν [-]	c [kPa]	φ [°]	Ψ [°]
<i>Valeur inf.</i>	20	0.25	1	30	20
<i>Valeur moy.</i>	40	0.32	1	35	23
<i>Valeur sup.</i>	100	0.45	1	40	27

La modélisation d'un géomatériau par une loi de comportement élastique parfaitement plastique constitue une simplification du comportement réel complexe de ces matériaux. Le choix des paramètres n'est pas univoque et dépend notamment du niveau de contraintes et de déformations attendu.

Une difficulté supplémentaire à celles discutées au chapitre 4 réside dans le choix du module d'élasticité. Dans sa phase élastique, le sol se comporte de façon fortement non linéaire. Le module d'élasticité doit alors permettre de représenter le comportement moyen du matériau.

Les cycles de chargement et de déchargement ont aussi une influence importante sur le comportement. Suite au réarrangement des particules, le comportement sous déchargement est en effet beaucoup plus rigide que lors du premier chargement. Il conserve d'ailleurs en mémoire son histoire de chargement (sol surconsolidé). Cette problématique joue un rôle important dans la modélisation des sols déjà en place qui sont déchargés lors d'une éventuelle excavation en vue de la construction d'une tranchée couverte. Cet effet ne peut pas être pris en compte par le modèle de comportement choisi.

L'emploi de cette loi de comportement relativement simple est justifié dans le cadre de cette étude. Elle permet de reproduire les principales phases du comportement des matériaux et ainsi d'obtenir une représentation réaliste des phénomènes avec un jeu de paramètres restreint. L'utilisation de lois plus complexes se heurterait à la définition de nombreux paramètres, parfois difficilement quantifiables par des essais in situ ou de laboratoire.

Dans les différents exemples traités, le sol de fondation est admis très résistant et très rigide. Cette condition est rigoureusement remplie lorsque la structure repose sur du rocher. Une analyse avec un sol de fondation différent est aussi possible. Pour l'étude du radier, elle est indispensable. Dans ce cas, les propriétés du remblai sont aussi utilisées. Pour l'étude des mécanismes faisant intervenir la partie supérieure de la structure (parois, dalle et voûte), cette hypothèse facilite l'interprétation des résultats.

Comportement de l'interface

Les propriétés de l'interface entre la structure et le remblai mis en place dépendent de la présence ou non d'une étanchéité sur la surface du béton. Si une étanchéité est mise en place, l'interface peut être admise parfaitement lisse. Dans le cas contraire, elle peut être modélisée par un matériau avec une résistance réduite par rapport au sol pour tenir en compte qu'elle constitue une surface de glissement préférentielle. Généralement, un angle de frottement $\delta = 2/3 \varphi$ est admis (voir Vollenweider, Pralong 1998).

Sauf indications contraires, l'interface structure – remblai est admise parfaitement lisse ($\delta = 0$, adhérence = 0) dans les calculs effectués dans ce chapitre.

Comportement de la structure

Le comportement de la structure en béton armé est modélisé selon le modèle présenté au chapitre 2.2.4. Cette modélisation permet de prendre en compte la fissuration et la plastification du béton ainsi que la plastification de l'armature. La contribution du béton tendu après fissuration est cependant négligée.

La structure est modélisée comme une poutre dont le comportement en section est défini par un diagramme moment – courbure.

Les propriétés du béton et de l'armature admises pour déterminer le diagramme moment – courbure de la section sont données au tableau 5.2.

Tableau 5.2: Propriétés admises pour le béton et l'armature

<u>Béton :</u>	$E_c = 30'000 \text{ MPa}$
	$f_c = 30 \text{ MPa}$
	$f_{ct} = 2.5 \text{ MPa}$
	$\varepsilon_{c2} = 0.005$
<u>Armature :</u>	$E_s = 205'000 \text{ MPa}$
	$f_s = 550 \text{ MPa}$
	$f_t/f_s = 1$
	$\varepsilon_{su} = 0.1$

Le comportement est ainsi défini par les propriétés des matériaux, par l'épaisseur de la section et par la position et le taux de l'armature mise en place (voir figure 5.6). Dans les exemples traités dans ce chapitre et sauf indications contraires dans le texte, l'épaisseur et le taux d'armature sont admis constants sur l'ensemble de la structure.

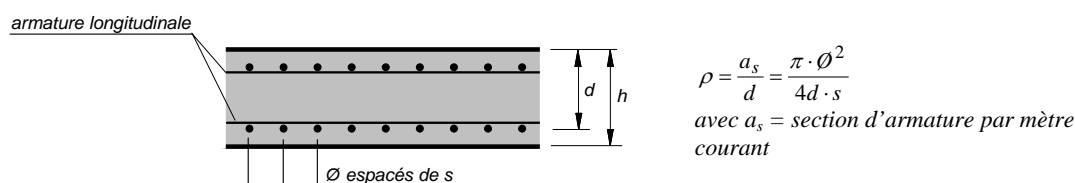


Figure 5.6: Section transversale type

5.2.4 Calcul des courbes caractéristiques

Courbe caractéristique du sol

La courbe caractéristique du sol est calculée à l'aide d'un logiciel basé sur la méthode des éléments finis spécialisé dans les problèmes de géotechnique (Z-soil, Zace Service SA 2003). Le sol est alors modélisé par des éléments de milieu continu (quads), l'interface par des éléments de contact et la structure par des éléments poutres élastiques (entre les articulations).

La modélisation de la structure par des éléments poutres est préférée ici à une modélisation par des éléments de milieu continu car elle correspond à l'approche habituelle de l'analyse des structures. La rigidité des éléments de structure entre les articulations (au droit des rotules plastiques) est choisie très élevée de façon à limiter les déformations de flexion.

Les éléments de contact sont caractérisés par des propriétés de résistance, admises nulles (parfaitement lisse), et des propriétés de rigidité normale (K_n) et tangentielle (K_t). Les valeurs admises sont $K_n = 0.01$ et $K_t / K_n = 0.01$.

Le calcul est effectué en imposant progressivement un déplacement à la structure au droit du point d'application de la poussée généralisée. L'incrément de déplacement entre deux pas de calcul est choisi suffisamment petit pour assurer une bonne convergence numérique. La force nécessaire à imposer ce déplacement (ou à le maintenir) est ensuite déterminée par le calcul, ce qui permet d'obtenir la relation $H-w$.

Etat initial (au repos) dans le remblai et compactage

Etat initial

L'état de contraintes initial dans le remblai (état au repos, déplacement caractéristique $w = 0$) dépend des propriétés du remblai et de la structure, des étapes de remblayage et du procédé de compactage.

L'état au repos d'un massif sans structure caractérisé par une surface libre horizontale peut être défini par le coefficient de poussée initiale K_0 , qui correspond au rapport entre les contraintes horizontales et verticales.

Lors d'un calcul aux éléments finis où le remblai est modélisé par une loi de comportement élastique (ou élasto-plastique), l'état initial est la conséquence de l'application de la gravité (poids du remblai) et est déterminé automatiquement par le logiciel en fonction de la géométrie et des propriétés du remblai et de la structure (principalement le coefficient de Poisson du remblai et la rigidité de la structure). Lorsque la surface libre est horizontale, le coefficient de poussée initiale équivalent ainsi obtenu est donné approximativement par:

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \approx \frac{\nu}{1-\nu} \quad (5.4)$$

qui correspond au rapport entre les contraintes horizontales et verticales d'un corps élastique sollicité par une contrainte verticale alors que la déformation latérale (et horizontale) est empêchée.

Pour le coefficient de Poisson de référence choisi ($\nu = 0.32$), le coefficient de poussée initiale calculé selon l'équation 5.4 ($K_0 = 0.47$) correspond approximativement à la

valeur admise généralement pour un sol normalement consolidé (selon Jaky, pour $\varphi = 35^\circ$, $K_0 = 1 - \sin\varphi = 0.43$).

Le logiciel utilisé dans cette étude permet également de forcer un état de contraintes initial dans le sol différent en imposant explicitement le coefficient de poussée initiale K_0 . Sans indications contraires dans le texte, cette option n'est pas prise en compte lors du calcul de la courbe caractéristique du sol.

Compactage

Le compactage influence d'une part les propriétés du remblai et introduit d'autre part un état d'autocontrainte qui dépend non seulement du procédé de compactage mais aussi des propriétés de la structure et des étapes de remblayage.

Les valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques du remblai admises dans les modèles de calcul se réfèrent alors aux propriétés du remblai après compactage.

Lorsqu'une loi de comportement élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb est admise pour le remblai, l'état d'autocontrainte peut quant à lui être reproduit de manière simplifiée par :

- le choix d'un coefficient de Poisson (selon l'équation 4.8)
- le choix d'un coefficient de poussée initiale K_0 , si le logiciel utilisé le permet
- l'application d'une déformation imposée horizontale aux couches compactées

La modification du coefficient de Poisson pour tenir compte d'un compactage plus important ou plus faible conduit à la modification de l'état de contraintes initial mais aussi à la modification de la réponse du système sous d'autres actions, ce qui n'est pas toujours souhaitable.

L'utilisation du coefficient de poussée initiale permet de dissocier l'état d'autocontrainte des propriétés élastiques du remblai, ce qui constitue un avantage. Alors que l'utilisation de ce coefficient est assez intuitive lorsque la géométrie est simple (surface libre horizontale), sa définition et son application sont par contre plus difficiles lorsque la géométrie se complique.

L'application d'une déformation imposée horizontale semble être la meilleure solution pour établir cet état d'autocontrainte. Elle permet effectivement de dissocier l'action du compactage des propriétés élastiques (bien qu'en réalité, celles-ci soient liées) et reste facile à mettre en œuvre même dans des situations plus complexes. Des études sont cependant encore nécessaires pour évaluer l'ordre de grandeur des déformations imposées à considérer.

Les deux premières approches seront néanmoins évaluées dans le cadre d'études paramétriques menées sur certains exemples traités dans ce chapitre.

L'effet du processus de remblayage et de compactage sur le comportement de la structure ne sera par contre pas abordé de façon approfondie dans cette étude car de nombreuses questions sont encore ouvertes. Des recherches expérimentales et théoriques seraient nécessaires pour améliorer l'état des connaissances sur le sujet. La considération de ce phénomène et de ses effets dans un modèle de calcul passe probablement par l'utilisation de lois de comportement plus complexes et plus représentatives d'un remblai compacté.

Influence de l'eau

Le logiciel permet de simuler le cas échéant la présence d'une nappe phréatique statique.

Sans indications dans le texte, il est admis dans la suite du chapitre qu'il n'y a pas d'eau dans le terrain. Les contraintes totales sont donc égales aux contraintes effectives.

L'influence de l'eau est cependant montrée sur deux des exemples traités.

Courbe caractéristique de la structure

Sauf indications contraires dans le texte, la courbe caractéristique de la structure est calculée à l'aide d'un logiciel basé sur la méthode des éléments finis (Ansys 2004). La structure est modélisée par des barres élastiques linéaires infiniment rigides reliées entre elles par des nœuds doubles (voir Gómez Navarro 2000). Une loi de comportement de type moment – rotation tenant compte du comportement non linéaire de la structure en béton armé est ensuite appliquée à chaque nœud. La rotation correspond alors à l'intégrale des courbures de la structure sur la longueur d'influence de chaque nœud (ℓ_{ref} , voir figure 5.7). Les conditions d'appui de la structure correspondent aux conditions de la structure réelle. D'éventuelles conditions particulières (forces imposées) simulant l'effet du reste de la structure sur la partie modélisée peuvent aussi être considérées à ce niveau.

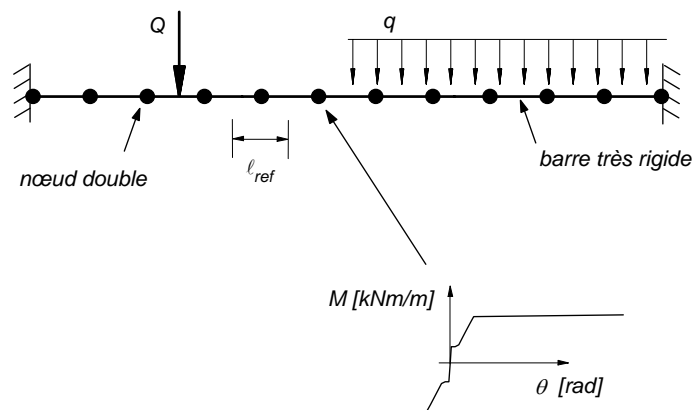


Figure 5.7: Modélisation de la structure: prise en compte du comportement non-linéaire par des nœuds doubles

La présence d'un effort normal influence le diagramme moment-courbure de la section. La poussée généralisée ne permet cependant pas de reproduire seule l'effort normal dans la structure, qui est la conséquence de la répartition des pressions de contact sur le pourtour de la structure. L'effort normal est alors estimé préalablement par un calcul du système complet (sol et structure) en admettant un comportement linéaire de la structure. L'effort normal ainsi obtenu permet ensuite de déterminer le diagramme moment-courbure qui sert d'input au calcul de la courbe caractéristique de la structure. L'effort normal n'est cependant pas constant lors du processus de chargement et l'hypothèse initiale constitue une approximation. Une évaluation de l'effort normal peut être faite à l'aide des pressions de contact évaluées au point d'équilibre suite à un premier calcul et ainsi servir d'input à un deuxième calcul de la courbe caractéristique de la structure. La variation de l'effort normal reste cependant plus faible que la variation de la poussée généralisée à laquelle sont surtout liés les moments de flexion. Son effet sur le comportement reste ainsi limité.

Le calcul est finalement effectué en imposant progressivement le déplacement caractéristique à la structure et en déterminant sa réponse.

5.3 Tranchées couvertes de type cadre

Une tranchée couverte de type cadre est formée de parois latérales, d'une dalle supérieure et le cas échéant d'un radier. La structure doit supporter des poussées latérales du terrain ainsi que la couverture de terre. Le comportement de chacun de ces éléments peut dans un premier temps être étudié séparément en admettant que les mécanismes de ruine ne font intervenir que l'élément considéré comme le montre schématiquement la figure 5.1. Pour ces éléments rectilignes, trois rotules plastiques alignées suffisent pour obtenir un mécanisme de flexion. Des mécanismes combinés peuvent ensuite être envisagés.

5.3.1 Paroi latérale

L'étude du comportement d'une paroi latérale est abordée d'abord en stade de construction puis en stade définitif.

Stade de construction sans couverture de terre

La figure 5.8 présente la situation considérée qui correspond à un état provisoire de la tranchée couverte lorsque le remblai atteint la tête du mur.

Il est admis que le radier offre un encastrement parfait à la paroi. L'encastrement de la paroi dans la dalle est considéré en introduisant la dalle dans le modèle de calcul ($\ell_b = 10$ m et épaisseur $h_d = 0.6$ m, voir figure 5.12). La dalle est admise élastique linéaire. Sa rigidité est réduite pour tenir compte de manière grossière de la fissuration ($EI_{fissuré} = 1/3 EI_{homogène}$).

La résistance de la paroi est constante sur toute sa hauteur. Le mécanisme de rupture considéré est une rupture par flexion suite à la formation de trois rotules plastiques à la base, en tête et dans la partie centrale. La position de cette dernière rotule plastique n'est pas connue a priori. L'étude basée sur la théorie de la plasticité a montré que pour une paroi avec une résistance uniforme sur sa hauteur, la rotule plastique est située à une distance $0.58\ell_h$ de la tête du mur (voir paragraphe 4.5.2).

En admettant que la position des rotules plastiques est connue, la position déformée du mécanisme peut être décrite par le déplacement horizontal w défini au niveau de la rotule plastique dans la partie centrale de la paroi.

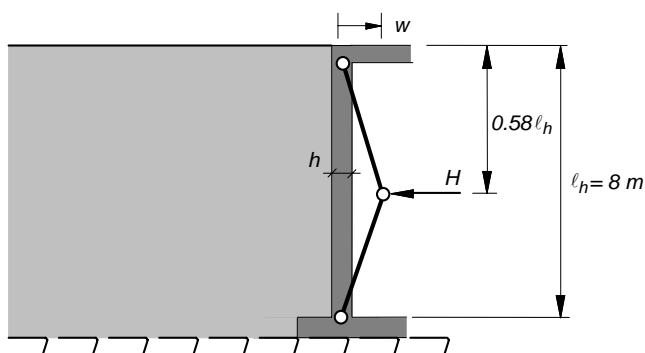


Figure 5.8: Paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre en stade de construction

Selon la méthode décrite précédemment, la résistance de la structure peut être remplacée par une force horizontale H agissant au niveau de la rotule située dans la partie centrale de la paroi. Il est alors possible de déterminer les courbes caractéristiques du sol et de la structure selon ce mode de rupture.

Comportement du sol

La courbe caractéristique du sol ainsi obtenue est présentée à la figure 5.10 (courbe 1) pour une paroi de 8 m de hauteur et pour le jeu de paramètres de référence (voir tableau 5.1). Pour un déplacement nul de la paroi, la poussée généralisée correspond à la poussée au repos. En imposant de petits déplacements, la poussée généralisée diminue d'abord de façon linéaire. Le sol derrière la paroi est alors en stade élastique. Des déplacements supplémentaires conduisent à la création de zones plastiques dans le sol (voir figure 5.9) ce qui se traduit par une perte de rigidité du système (diminution de la pente) jusqu'à atteindre une asymptote horizontale. A ce stade, tout déplacement additionnel du mur se fait sans modification de la poussée généralisée. Un mécanisme de rupture s'est formé dans le sol qui a atteint son état plastique. Les courbes 2 et 3 de la figure correspondent respectivement au comportement du sol sous l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire et d'un comportement parfaitement plastique. Elles correspondent aussi à deux phases importantes du comportement réel du sol.

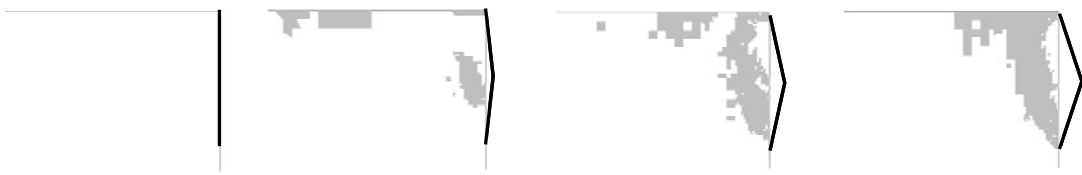


Figure 5.9: Plastification progressive du sol derrière la paroi (zones plastiques déterminées par le logiciel Z_soil)

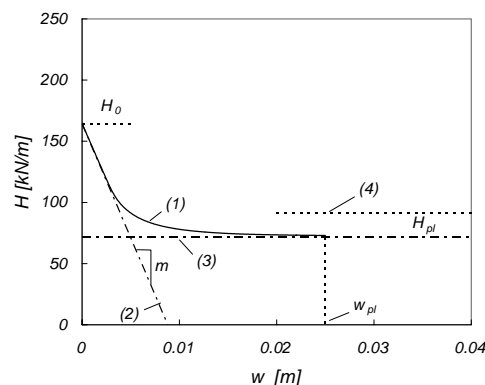


Figure 5.10: (1) Courbe caractéristique du sol avec les propriétés de référence, (2) phase élastique linéaire, (3) phase plastique et (4) poussée généralisée déterminée sur la base d'un état actif de Rankine derrière la paroi

La courbe caractéristique du sol peut donc être caractérisée par quatre grandeurs représentatives du comportement :

- la poussée généralisée au repos : H_0
- la pente en stade élastique : m

- la poussée généralisée à l'état plastique : H_{pl}
- le déplacement pour atteindre l'état plastique : w_{pl}

La diminution de la poussée généralisée lorsque la paroi s'éloigne du sol est typique du développement d'un état actif derrière un écran de soutènement encastré à la base et libre en tête (état actif de Rankine, voir figures 3.4, 3.5 et 5.4). L'étude du chapitre 4.5 a cependant montré que ce cas était en réalité très différent et que le système était caractérisé à la ruine par la formation d'arcs de décharge dans le sol.

La figure 5.11a montre la distribution des pressions de contact à l'état plastique déterminé par la méthode aux éléments finis. Les particularités de cette distribution ont déjà été discutées.

La figure 5.11b montre la variation de l'état de contraintes entre l'état initial et l'état plastique déterminée par la méthode aux éléments finis et représentée par les contraintes principales de compression uniquement. Cette représentation est une image du mode de transfert des charges à l'état plastique. L'effet de voûte est clairement visible.

La courbe 4 de la figure 5.10 représente la poussée généralisée calculée en admettant l'état actif de Rankine derrière la paroi, hypothèse souvent admise lors d'un dimensionnement par la méthode aux modules de réaction. La différence entre cette poussée et le plateau plastique du système (courbe 3) illustre la capacité du sol non considérée aujourd'hui par la méthode aux modules de réaction si un état actif de Rankine est admis derrière la paroi.

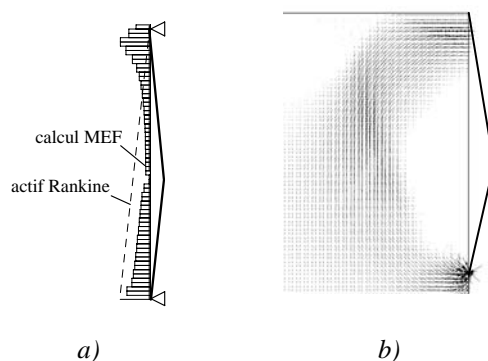


Figure 5.11: a) Pressions de contact à l'état plastique et b) variation de l'état de contraintes entre l'état initial et l'état plastique (représentée par les contraintes principales de compression)

Comportement de la structure

La courbe caractéristique de la structure peut aussi être calculée selon la démarche discutée précédemment.

Comme la répartition et l'intensité des poussées agissant contre la paroi varient énormément lorsque la paroi se déforme, une hypothèse sur leur répartition n'est pas raisonnable. C'est pourquoi l'action du sol sur la paroi est remplacée par une force unique représentative, la poussée généralisée H .

La figure 5.12 présente la courbe caractéristique obtenue en augmentant progressivement la poussée généralisée. Le poids propre de la structure est négligé de sorte que l'effort normal est nul dans la paroi qui est donc uniquement soumise à la flexion.

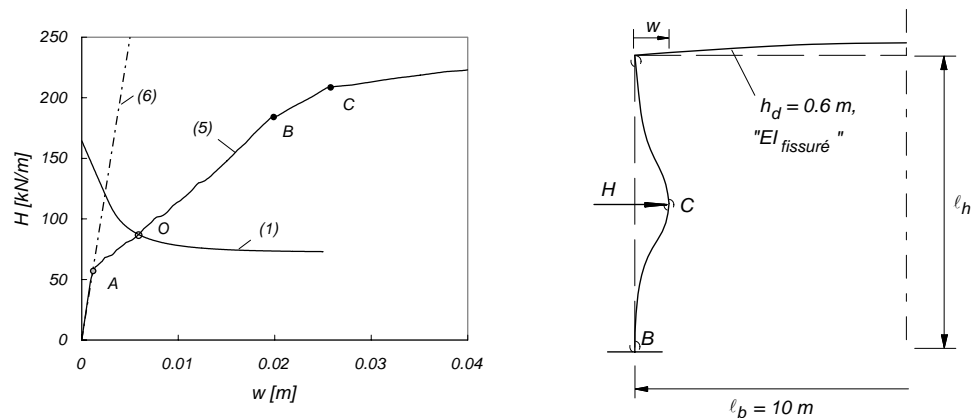


Figure 5.12: Courbe caractéristique de la structure pour la paroi latérale avec $h = 0.4$ m et $\varnothing 16$ s = 150 mm. (1) sol, (5) structure et (6) structure élastique linéaire (non fissurée)

Les différentes phases typiques du comportement d'une poutre en béton armé peuvent être observées. Après une phase élastique linéaire, le moment de fissuration est dépassé à la base du mur, ce qui conduit à une perte de rigidité de la structure (point A). La charge augmente encore jusqu'à la formation d'une rotule plastique à la base du mur (point B) puis au point d'application de la poussée généralisée (point C). Une dernière rotule se forme à l'encastrement en tête du mur (hors de la figure). Le déplacement nécessaire pour former cette dernière rotule dépend de la rigidité de la dalle. La structure atteint alors sa capacité ultime et forme un mécanisme plastique. Toute augmentation du déplacement w se fait sans augmentation de la poussée généralisée H car l'écroutissage des armatures est négligé.

La courbe (6) de la figure représente la courbe caractéristique de la structure obtenue sous l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire.

Position d'équilibre du système

L'équilibre du système est trouvé graphiquement par superposition des deux courbes caractéristiques. Pour l'exemple présenté qui correspond à des propriétés moyennes à l'état de service (sans facteurs de charge), l'équilibre est atteint pour un déplacement $w = 6$ mm ce qui équivaut à 0.075 % de la hauteur de la paroi (point O). A ce stade, la structure est fissurée et le sol présente déjà des zones plastifiées importantes et se trouve dans un état proche de l'état plastique.

La courbe caractéristique de la structure est déterminée en faisant l'hypothèse que le comportement est infiniment ductile. Il convient donc de vérifier que les limites de ductilité ne sont pas déterminantes. En particulier, la résistance à l'effort tranchant peut s'avérer critique si aucun étrier n'est mis en place. Cet effet sera illustré plus loin lors de l'analyse du comportement de la dalle supérieure de la structure cadre (voir 5.3.2).

Variation des propriétés du sol

Les figures 5.13a-e présentent une synthèse de l'étude paramétrique menée sur les propriétés mécaniques principales du sol : E , ν , φ ainsi que sur l'effet du coefficient de poussée initiale K_0 . Dans les figures, seul un paramètre a été varié alors que les autres propriétés correspondent aux valeurs de référence choisies. Dans les figures 5.13a, c et e, le coefficient K_0 n'est pas spécifié et l'état initial est déterminé par le logiciel en

fonction des propriétés du remblai. La figure 5.13b montre l'effet obtenu lorsque le coefficient de poussée initiale est imposé alors que les autres propriétés correspondent aux propriétés de référence. Pour la figure 5.13d, le coefficient de Poisson a été varié alors que le coefficient de poussée initiale K_0 a été maintenu constant.

Il est possible de découpler les différentes influences comme le montrent les figures :

- Le module d'élasticité du sol influence principalement la pente de la courbe m sans affecter la valeur de la poussée généralisée au repos et sa valeur finale (figure 5.13a).
- Lorsqu'aucun coefficient de poussée initiale n'est imposé (figure 5.13c), le coefficient de Poisson influence principalement la poussée au repos H_0 . L'augmentation du coefficient de Poisson induit une augmentation de la poussée initiale conformément à l'équation 5.4. Lorsque le coefficient de poussée initiale est maintenu constant (figure 5.13d, $K_0 = 1 - \sin \varphi$ selon Jaky), cet effet disparaît puisque les poussées initiales sont maintenues de force à une valeur correspondant au coefficient de poussée initiale admis. Les courbes caractéristiques du sol ne sont alors que peu affectées par le coefficient de Poisson.
- Le coefficient de poussée initiale K_0 a l'effet escompté et induit une augmentation de la poussée au repos (figure 5.13b). Le coefficient de poussée initiale représente de façon simplifiée le niveau de compactage du remblai. Son effet peut être considérable et conduire à un niveau de sollicitation élevé, pouvant être incompatible avec les exigences requises à l'état de service.
- Lorsque seul le poids du remblai est considéré (sans autres actions), la modification du coefficient de Poisson sans fixer de coefficient de poussée initiale conduit donc à un effet similaire à l'augmentation de ce dernier coefficient.
- L'angle de frottement modifie principalement la valeur de la poussée généralisée à l'état plastique (figure 5.13e).

La position d'équilibre d'une structure donnée est par conséquent modifiée par ces variations :

- Une diminution du module d'élasticité conduit à une augmentation des sollicitations dans la structure. Cette tendance est habituelle de toute structure hyperstatique.
- Une augmentation du coefficient de Poisson (sans définir K_0) ou du coefficient de poussée initiale conduit à une augmentation des sollicitations dans la structure.
- Une diminution de l'angle de frottement induit aussi une augmentation des sollicitations dans la structure pour autant que le sol soit déjà plastifié en partie.

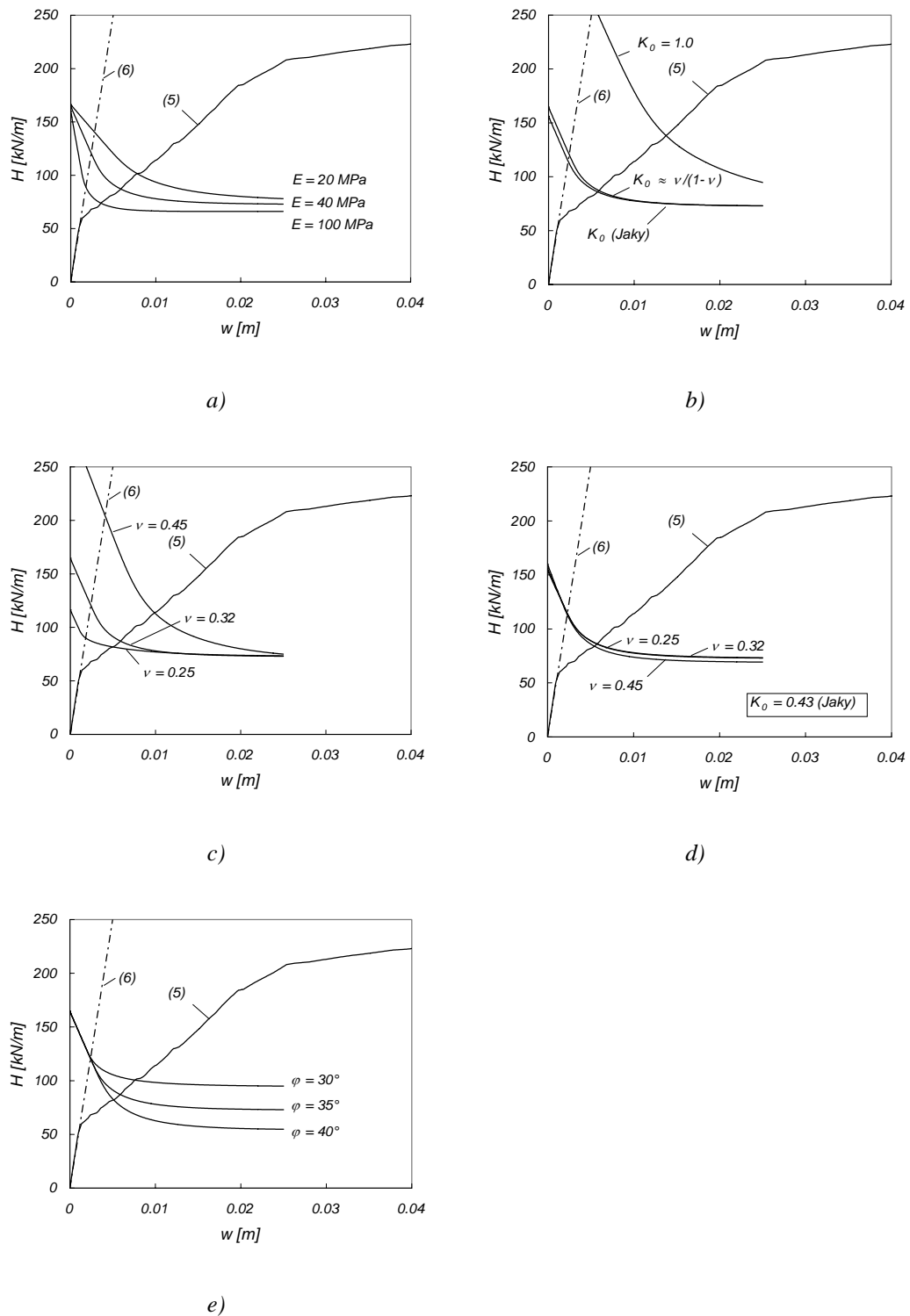


Figure 5.13: Influence des propriétés du sol sur l'équilibre (les valeurs de référence sont utilisées pour les propriétés non variées): a) E , b) K_0 , c) ν (sans définir K_0), d) ν (en définissant K_0) et e) φ . (5) structure ($h = 0.4$ m et $\varnothing 16$ s = 150 mm) et (6) structure élastique linéaire (non fissurée)

On constate que seul l'angle de frottement (et la cohésion, dont l'effet n'est pas évalué ici) influence la valeur de la poussée généralisée à l'état plastique H_{pl} . A angle de

frottement égal, toutes les courbes caractéristiques tendent en effet vers la même valeur H_{pl} . Les autres propriétés n'affectent que les phases intermédiaires du comportement. Ce résultat est conforme à la théorie de la plasticité bien que dans l'exemple traité, le sol ne remplisse que partiellement les exigences requises par cette théorie. L'angle de dilatance n'est en effet pas égal à l'angle de frottement (loi d'écoulement non associée). Cette affirmation ne peut donc pas être prouvée théoriquement.

Ceci signifie aussi que l'histoire du chargement ne modifie pas la poussée généralisée finale qui dépend alors uniquement des propriétés de résistance.

Néanmoins, les propriétés élastiques et l'histoire du chargement influencent le déplacement w_{pl} nécessaire pour atteindre l'état plastique. On constate effectivement que cette déformation augmente si :

- le module d'élasticité diminue, ou si
- le coefficient de Poisson (sans définir K_0) et le coefficient de poussée initiale augmentent.

Dans la plupart des cas présentés, ces déformations sont relativement petites et restent compatibles avec la capacité de déformation des structures habituelles.

Variation des propriétés de la structure

Il est également possible de confronter différentes variantes pour la paroi de la tranchée couverte.

La figure 5.14 montre les résultats obtenus lorsque l'épaisseur et respectivement le taux d'armature de la paroi sont modifiés.

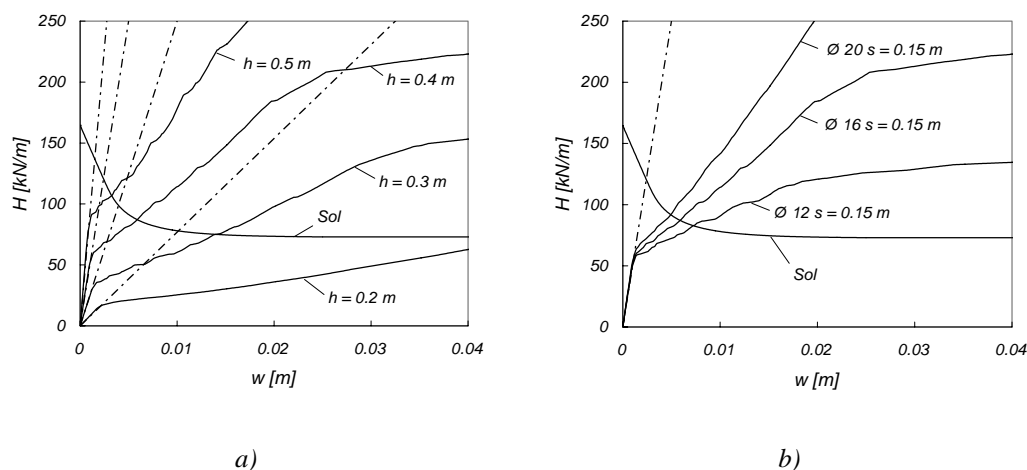


Figure 5.14: Influence a) de l'épaisseur ($\text{Ø } 16 \text{ s} = 0.15 \text{ m}$) et b) du taux d'armature ($h = 0.4 \text{ m}$) sur l'équilibre.

L'influence de ces deux paramètres sur le comportement de la structure seule est évidente et correspond aux règles habituelles pour les structures en béton armé. L'augmentation de l'épaisseur induit une augmentation de la rigidité et de la résistance ultime alors qu'une augmentation du taux d'armature affecte principalement la résistance ultime de la structure et sa rigidité après fissuration.

Les conséquences de ces variations sur la position d'équilibre du système sol-structure dépendent aussi des caractéristiques du sol et donc du niveau de sollicitations dans la structure.

Une diminution de la rigidité occasionne une augmentation des déformations à l'équilibre et généralement une diminution de la poussée généralisée, pour autant que le sol n'ait pas encore atteint son état plastique. Dans un tel cas, l'effet d'action du sol sur la structure ne dépend plus des déformations et peut donc être considéré comme une charge constante.

Une diminution de la résistance de la structure n'a des conséquences que lorsque la poussée généralisée ultime du sol est proche de la capacité ultime de la structure. Dans certains cas, il est possible qu'une diminution de la résistance conduise à une situation non équilibrée. Les courbes caractéristiques du sol et de la structure n'ont pas d'intersection ce qui signifie que la résistance de la structure est insuffisante. La courbe $h = 0.2$ m dans la figure 5.14a est limite de ce point de vue là.

Les graphiques présentent aussi le comportement des différentes structures en admettant un comportement élastique linéaire, qui est une hypothèse souvent admise pour le dimensionnement. Il est intéressant de constater à quel point cette hypothèse peut dans certains cas mener à des sollicitations différentes pour la structure. Dans le cas où le sol se trouve encore en stade élastique, les efforts sont très nettement surestimés. Dans le cas où le sol est dans son état plastique, l'hypothèse admise, même si elle est fautive, n'a aucune influence sur les sollicitations (sol \approx charge constante).

Stade final avec couverture de terre

Le cas décrit ci-dessus correspond à une situation provisoire pour la tranchée couverte. Dans sa configuration finale, la structure est recouverte d'une certaine couverture de terre (figure 5.15). Celle-ci constitue une charge supplémentaire qui doit être supportée par la structure, mais aussi une extension du système structural puisque le remblai mis en place peut également transmettre des efforts. Elle va donc influencer le comportement de la structure à plusieurs niveaux.

Pour illustrer ces effets sur le comportement de la paroi latérale, on considère le cas précédent avec une couverture de terre Δh de respectivement 2 m et 4 m.

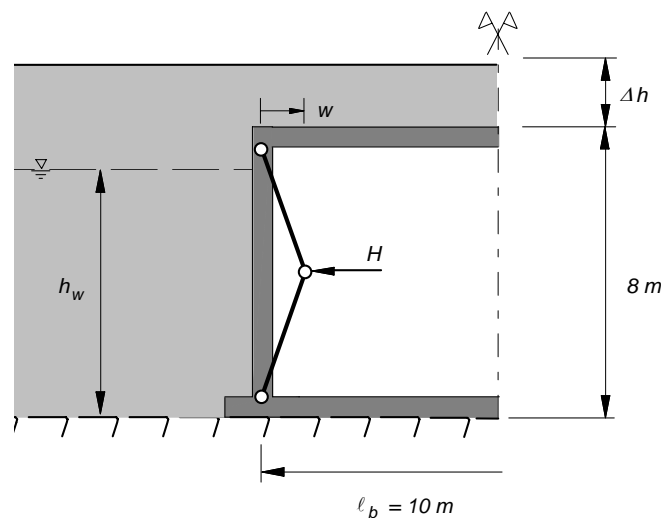


Figure 5.15: Paroi latérale en stade final

Prise en compte des charges agissant sur la dalle

La surcharge de terre agissant sur la dalle supérieure de la tranchée couverte est transmise par flexion aux parois latérales. Celles-ci sont donc soumises à un moment de flexion et à un effort normal en tête. La conséquence pour le comportement de la paroi est double :

- d'une part, l'effort normal modifie le comportement en section (flexion composée),
- d'autre part, le moment de flexion transmis par la dalle implique une rotation en tête de la paroi.

Ces effets sont pris en compte dans le modèle en introduisant des charges extérieures correspondant au poids des terres situées sur la dalle (voir figure 5.16). Des éventuels effets de voûte permettant de diminuer cette charge ne sont pas pris en compte. Ils seront discutés plus loin.

La réponse de la structure sous l'action de la poussée généralisée est donc modifiée par rapport à la situation provisoire discutée préalablement.

Le mode de rupture de la paroi par flexion est par contre très similaire et nécessite la formation de trois rotules plastiques. La modification des conditions de bord et la répartition différente des poussées conduisent à un changement de la position de la rotule plastique dans la partie centrale du mur. On admet que celle-ci se situe à mi-hauteur. Le mécanisme de rupture est donc défini complètement et la résistance du mur est remplacée par une force agissant à mi-hauteur.

Comportement

La figure 5.16 présente le comportement d'une paroi de 8 m de hauteur et de 0.4 m d'épaisseur pour les trois niveaux de remblayage considérés (0, 2 et 4 m de couverture). A chaque étape correspond une courbe caractéristique pour le sol et une autre pour la structure.

L'influence de la présence de charges sur la dalle supérieure se traduit par un déplacement de l'origine de la courbe caractéristique de la structure vers la gauche et à un changement de la rigidité et de la résistance dû à l'effort normal.

Les charges induisent un moment de flexion en tête de la paroi qui se traduit par un déplacement de la paroi en direction du sol. Le point d'intersection avec l'abscisse donne le déplacement qui serait observé si le cadre devait supporter une charge répartie agissant sur la dalle sans pouvoir s'appuyer latéralement contre le sol. La structure peut même être fissurée localement suite aux efforts occasionnés. Ceci est visible sur la figure pour la courbe correspondant à $\Delta h = 4$ m. La pente initiale est plus faible que la pente initiale des autres courbes. Comme le modèle de calcul est parfaitement réversible, cette rigidité augmente lorsqu'un déplacement est imposé à mi-hauteur puisque celui-ci correspond à une décharge (régime non fissuré). Le comportement suit ensuite la tendance attendue. La première partie du comportement a donc une justification physique limitée puisque le comportement en déchargement d'une structure en béton armé diffère du comportement en chargement. Cela ne pose cependant pas de problème ici puisque ce déchargement ne se produit pas réellement. La couverture de terre n'est mise en place qu'après les remblais latéraux.

L'effort nécessaire pour annuler cet effet est donné par le point d'intersection de la courbe caractéristique de la structure avec l'ordonnée.

Il est donc possible de suivre le comportement du système en recherchant la position d'équilibre correspondant à chaque étape de construction. Ainsi, l'équilibre passe du point O au point O' puis au point O'' . Dans ce cas, le niveau de sollicitation de l'armature et le déplacement caractéristique ne changent que faiblement.

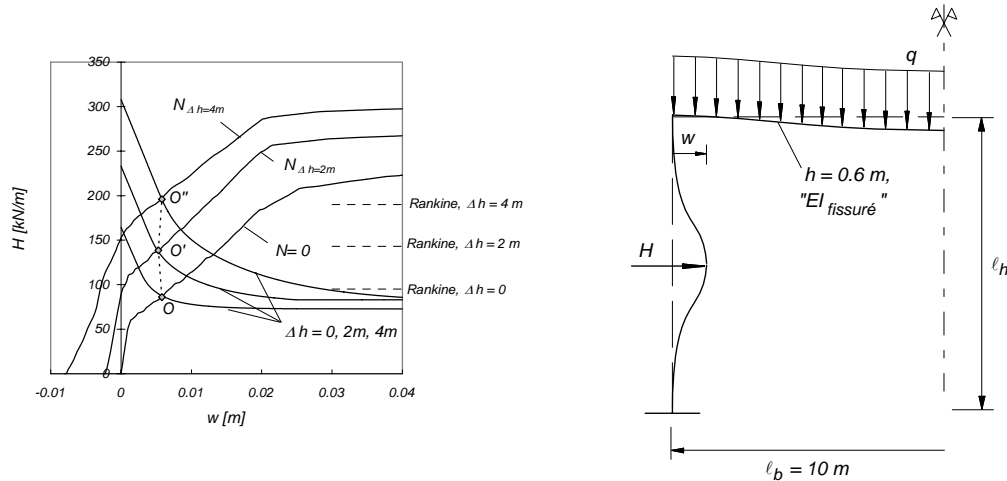


Figure 5.16: Comportement de la paroi latérale ($h = 0.4$ m et $\varnothing 16$ s = 150 mm) pour différentes couvertures de terre

La courbe de comportement du sol est également affectée par la présence de la couverture de terre qui a pour effet d'augmenter sensiblement la poussée généralisée au repos. Par contre, la valeur ultime de la poussée généralisée n'est que peu influencée par ce matériel supplémentaire. Cela signifie que les arcs de décharge qui se créent lorsque le mur se déforme progressivement sont capables de supporter l'augmentation des charges provoquées par la mise en place de la couverture de terre. Cette augmentation de résistance est due d'une part à l'augmentation de la contrainte verticale dans les zones déterminantes en tête du mur et d'autre part au fait que les arcs de décharge peuvent également prendre appui dans le terrain situé au-dessus de la dalle supérieure de la tranchée couverte. Il en résulte des arcs plus importants et plus résistants.

Ces phénomènes sont représentés à la figure 5.17 qui compare la variation de l'état de contraintes entre l'état plastique et l'état au repos pour les trois cas investigués. Les arcs de décharge apparaissent très clairement pour chaque cas.

La figure 5.17 représente aussi une image du 2^{ème} invariant des déformations qui laisse entrevoir la cinématique de rupture dans le sol. La géométrie et les caractéristiques du mécanisme de rupture sont très similaires d'un cas à l'autre. La couverture de terre participe activement au mécanisme. L'état plastique complet est en effet atteint lorsque la zone située au-dessus de la paroi se plastifie, ce qui correspond en réalité à la rupture des arcs de décharge dans leur zone d'appui.

La figure 5.16 présente aussi les poussées généralisées déterminées sur la base des pressions de contact distribuées linéairement contre la paroi en admettant un état actif selon Rankine. Lorsque la couverture de terre augmente, la différence entre ces valeurs et les valeurs plastiques calculées devient considérable. Il peut alors être très avantageux de considérer l'effet des arcs de décharge.

La comparaison des trois courbes caractéristiques du sol calculées montre qu'il existe un effet d'échelle lié à la déformation nécessaire pour atteindre l'asymptote correspondant à l'état plastique. La déformation requise pour créer le mécanisme de ruine dans le sol augmente lorsque la couverture de terre et donc la quantité de sol à

plastifier augmentent, ceci pour des propriétés du sol identiques. La rigidité en stade élastique ne semble par contre pas être influencée par la présence d'une couverture de terre, qui joue le rôle d'une simple charge pour la paroi pour de faibles déplacements du mur.

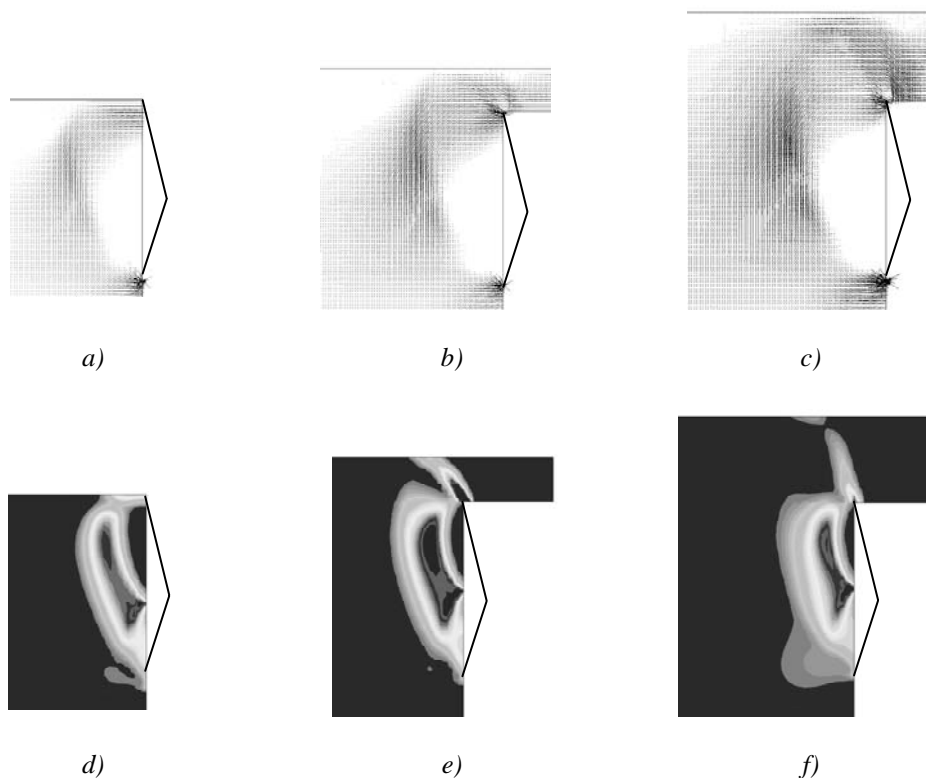


Figure 5.17: Etat plastique pour différentes couvertures de terre ($\Delta h = 0, 2$ m et 4 m): a), b), c) variation de l'état de contraintes entre l'état initial et l'état plastique (contraintes principales de compression), d), e) et f) 2^{ème} invariant des déformations à l'état plastique (incrément)

Influence de l'eau

L'influence de l'eau sur le comportement est évaluée pour la situation avec une couverture de terre $\Delta h = 2$ m en considérant deux positions de la nappe statique (décrite par h_w). La présence d'une nappe nécessiterait des mesures pour prévenir un soulèvement de la structure (poussée d'Archimède).

La figure 5.18 montre les résultats des simulations et les compare avec le cas sans eau.

Dans ce cas, l'effet de l'eau est double :

- 1) la pression hydrostatique agit comme une poussée supplémentaire ce qui se traduit par une augmentation de la poussée généralisée
- 2) la pression interstitielle induit une diminution des contraintes effectives, ce qui diminue aussi l'effet des arcs de décharge. Cette diminution conduit à une réduction de la résistance du sol (critère de rupture de Mohr-Coulomb), en particulier des zones participant à la formation des arcs de décharge. Il en résulte une réduction de la capacité des arcs de décharge et donc une augmentation de la poussée généralisée que la structure doit supporter.

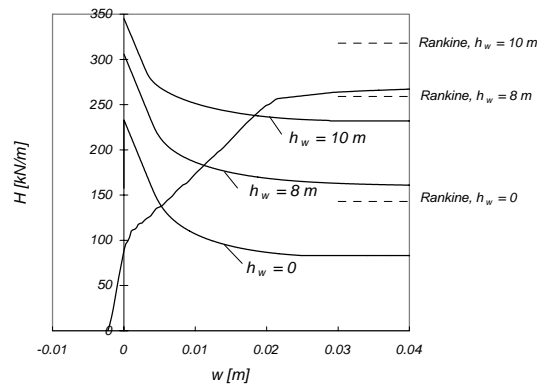


Figure 5.18: Influence d'une nappe statique sur le comportement de la paroi latérale ($h = 0.4$ m et $\varnothing 16$ s = 150 mm).

Effets du 2^{ème} ordre

Sur la figure 5.16, les courbes de comportement de la paroi ont été calculées sans considérer les effets du 2^{ème} ordre qui induisent une diminution de la résistance de la structure lorsque les déformations augmentent.

La couverture de terre introduit un effort normal de compression en tête de la paroi. L'effort normal dans l'ensemble de la paroi peut être admis approximativement constant si le poids propre de la structure est négligé car l'interface est admise parfaitement lisse.

L'analyse du comportement de la structure en tenant compte des effets du 2^{ème} ordre peut alors être faite avec le même modèle de calcul puisque l'effort normal responsable de ces effets est reproduit correctement.

La figure 5.19 compare les courbes caractéristiques de la structure avec et sans les effets du 2^{ème} ordre pour l'exemple avec $\Delta h = 4$ m qui présente l'effort normal le plus important. La différence entre les deux courbes est très faible dans ce cas. Les effets du 2^{ème} ordre pourraient être négligés sans introduire d'erreurs inacceptables.

La figure montre aussi une variante beaucoup plus élancée ($h = 0.2$ m). L'effet est dans ce cas visible plus rapidement mais il reste tout de même limité.

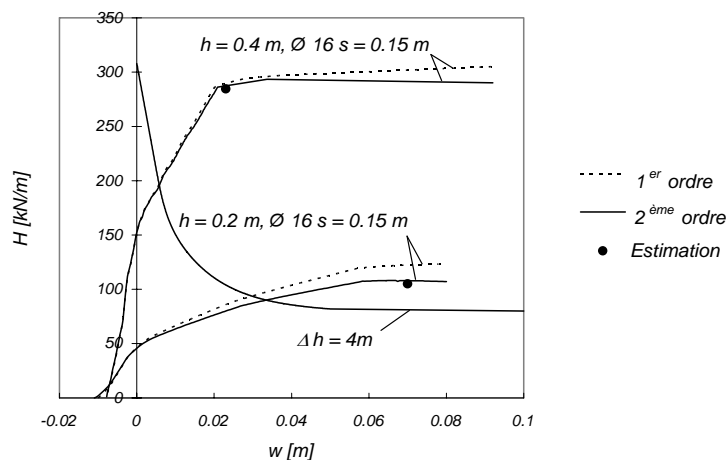


Figure 5.19: Comportement de la paroi ($h = 0.4$ m et $\varnothing 16$ s = 150 mm) avec une couverture de terre $\Delta h = 4$ m en considérant les effets du 2^{ème} ordre. Comparaison avec l'estimation proposée.

Estimation des effets du 2^{ème} ordre

Une évaluation préalable des effets du 2^{ème} ordre sur le comportement est utile pour décider s'ils peuvent ou non être négligés.

L'approche développée pour la norme SIA 262 (SIA 2003c) peut être appliquée dans ce cas pour évaluer préalablement les effets du 2^{ème} ordre.

Le problème étudié est d'abord simplifié en faisant l'hypothèse que la dalle supérieure offre un encastrement parfait à la paroi. La poussée généralisée choisie conduit alors à la formation simultanée des trois rotules plastiques (poutre bi-encastree soumise à une charge ponctuelle à mi-travée). L'armature et l'épaisseur de la paroi sont constantes.

L'influence des effets du 2^{ème} ordre est évaluée lors de la formation du mécanisme de ruine. L'expression de l'équilibre de la paroi dans sa position déformée fournit la poussée généralisée correspondant à la formation d'un mécanisme plastique dans la paroi (voir figure 5.20a) :

$$H_{2y} = \frac{8}{\ell_h} \cdot (M_y - N \cdot \frac{w_{2y}}{2}) \quad (5.5)$$

Le deuxième terme représente l'effet du 2^{ème} ordre.

L'équation 5.5 peut s'écrire sous la forme :

$$H_{2y} = H_{1y} - \Delta H \quad (5.6)$$

avec ΔH = la diminution de la résistance due aux effets du 2^{ème} ordre.

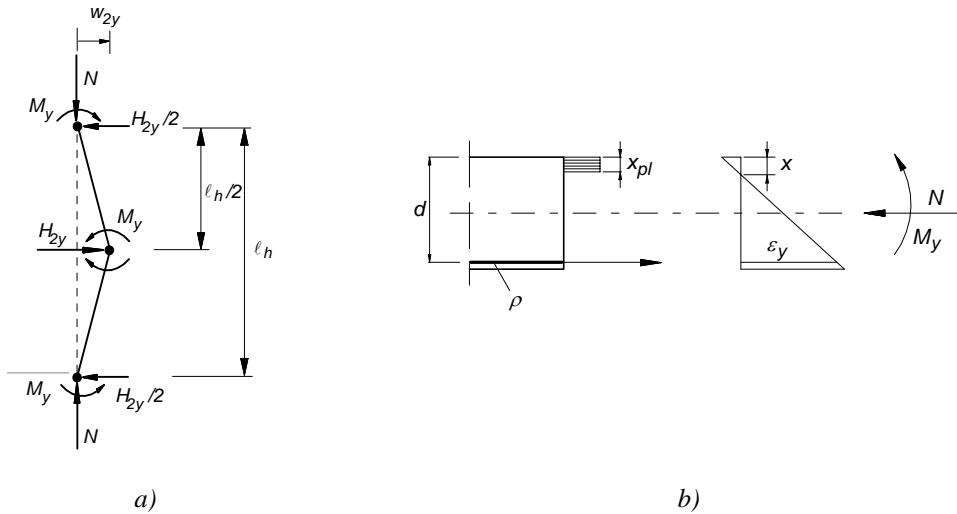


Figure 5.20: a) Condition d'équilibre de la paroi à l'état ultime dans sa position déformée et b) calcul plastique en section

Le coefficient α qui représente l'importance relative des effets du 2^{ème} ordre par rapport aux effets du 1^{er} ordre s'écrit :

$$\alpha = \frac{\Delta H}{H_{1y}} = \frac{N \cdot w_{2y}}{2M_y} = \frac{N \cdot e_{2y}}{M_y} \quad (5.7)$$

avec l'excentricité e_{2y} , qui est dans le cas étudié liée au déplacement caractéristique par :

$$w_{2y} = 2 \cdot e_{2y} \quad (5.8)$$

Selon la norme SIA 262, l'excentricité du 2^{ème} ordre au moment de la plastification de la section déterminante vaut :

$$e_{2y} = \chi_y \cdot \frac{\ell_{cr}^2}{c} \quad (5.9)$$

avec χ_y = courbure dans la section déterminante, ℓ_{cr} = longueur critique de l'élément et c = constante d'intégration.

Pour le cas étudié, la longueur critique vaut $\ell_{cr} = 0.5\ell_h$. En admettant une répartition des courbures triangulaire le long de la paroi, la valeur $c = 12$ peut être utilisée. Cette hypothèse est exacte en stade linéaire non fissuré sans effets du 2^{ème} ordre (voir Schertenleib et al. 2003). C'est une bonne approximation lorsque les effets du 2^{ème} ordre sont faibles comparés à l'effet de la poussée généralisée, même si le comportement est non linéaire.

La courbure au moment de la plastification peut être évaluée sur la base d'un calcul en section. En adoptant une approche parfaitement plastique, la courbure à l'écoulement de l'armature tendue est donnée par :

$$\chi_y = \frac{\varepsilon_y}{d-x} \cong \frac{\varepsilon_y}{d - \frac{x_{pl}}{0.8}} \quad (5.10)$$

où ε_y = déformation de l'acier à l'écoulement, d = hauteur statique de la section, x = hauteur de la zone comprimée et x_{pl} = zone comprimée plastique.

En négligeant l'armature comprimée, les conditions d'équilibre sur l'effort normal et le moment de flexion fournissent deux équations (voir figure 5.20b) :

$$N = x_{pl} \cdot b \cdot f_c - \rho \cdot b \cdot d \cdot f_s \quad (5.11)$$

$$M_y = \frac{1}{2} x_{pl} \cdot b \cdot f_c \cdot (h - x_{pl}) + \rho \cdot b \cdot d \cdot f_s \cdot (d - \frac{h}{2}) \quad (5.12)$$

Si l'effort normal est connu, l'équation 5.11 permet de déterminer la hauteur de la zone comprimée plastique x_{pl} . L'équation 5.12 fournit ensuite le moment résistant à la plastification de l'armature M_y .

La détermination du coefficient α permet alors d'évaluer l'importance des effets du 2^{ème} ordre en un point caractéristique du comportement de la structure.

Le déplacement lors de la formation du mécanisme plastique et la poussée généralisée correspondante en tenant compte des effets du 2^{ème} ordre sont représentés par un point noir sur la figure 5.19. La comparaison avec les courbes calculées par le logiciel montre que l'estimation est très bonne pour ces exemples.

Cette démarche peut être appliquée plus généralement pour calculer le coefficient α , en estimant l'effort normal dans la paroi.

L'effort normal peut être déterminé approximativement en estimant la portion de sol supportée par la paroi au moyen de l'expression (voir Vollenweider, Pralong 1998) :

$$N \cong \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot \Delta h \cdot (\ell_b + K \cdot \Delta h \cdot \tan \varphi) \quad (5.13)$$

La figure 5.21a présente le coefficient α en fonction de l'effort normal appliqué en tête pour une paroi de 8 m de hauteur et de différentes épaisseurs. Le taux d'armature choisi est de $\rho = 0.5\%$, mais il n'influence que peu les effets du 2^{ème} ordre car la courbure à l'écoulement ne dépend que faiblement de ce paramètre.

La figure 5.21b donne les configurations géométriques menant à différents niveaux d'effort normal dans la paroi. Les situations habituelles sont caractérisées par un effort normal relativement faible ($\ell_b \approx 10$ m, $\Delta h = 1-3$ m). La figure 5.21a montre que les effets du 2^{ème} ordre restent faibles pour ces niveaux d'effort normal. Ils peuvent généralement être négligés.

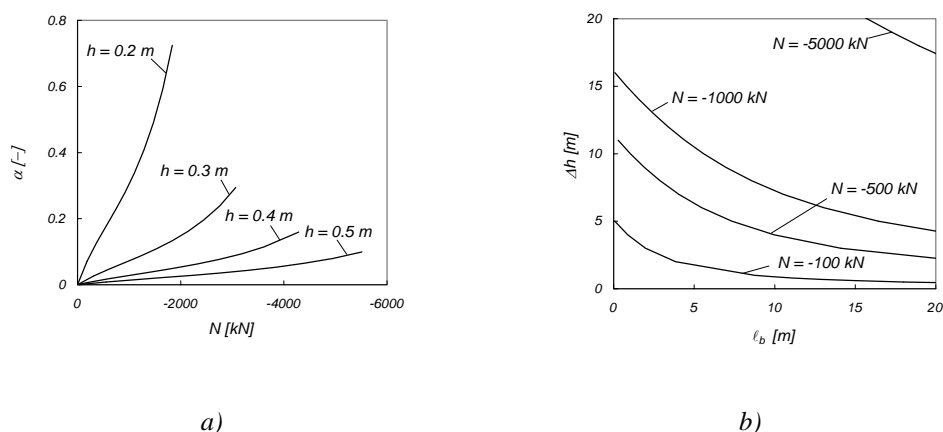


Figure 5.21: a) Influence des effets du 2^{ème} ordre sur la poussée généralisée correspondant à la formation d'un mécanisme plastique dans la paroi ($\ell_h = 8$ m, $\rho = 0.5\%$, propriétés des matériaux selon le tableau 5.2). b) Estimation de l'effort normal dans la paroi en fonction de la couverture de terre et de la portée de la dalle supérieure ($\gamma_c = 22$ kN/m³, $\varphi = 35^\circ$, $K = 0.5$).

Cette approche donne une bonne approximation des effets du 2^{ème} ordre dans le domaine de validité des hypothèses. L'estimation de la courbure à l'écoulement est bonne lorsque l'effort normal est petit. Elle est en effet basée sur un calcul plastique de l'équilibre en section qui donne de bons résultats lorsque l'effort normal est petit. L'estimation du déplacement par intégration des courbures au moyen de la constante $c = 12$ est meilleure lorsque les effets du 2^{ème} ordre sont petits (α petit). Ces conditions sont remplies pour les cas pratiques si bien que l'estimation effectuée selon cette démarche est acceptable.

Résumé des points importants

L'étude de la paroi latérale montre premièrement que la représentation graphique retenue permet d'évaluer l'interaction entre le sol et la structure et de comprendre l'influence d'une variation des propriétés de la structure ou du sol sur l'état d'équilibre

Certains traits caractéristiques du comportement de ce type de système structural peuvent être mis en évidence :

- le sol a la capacité de développer un état plastique de type actif plus favorable que l'état au repos. Ce résultat est connu depuis longtemps dans le cas du mur de soutènement libre en tête (Terzaghi 1936a).

- des arcs de décharge augmentent la contribution du sol à la reprise des charges. Ceci est la conséquence de la cinématique de rupture qui est contrôlée par la structure et donc par son système statique.
- les déformations nécessaires pour activer la résistance complète de ces arcs de décharge dépendent des propriétés élastiques du sol. Elles sont généralement petites et compatibles avec le déplacement nécessaire pour développer la résistance ultime de la structure (plateau plastique).
- un effet d'échelle est cependant relevé entre le volume de sol participant à la reprise des efforts (et qui doit être activé) et le déplacement nécessaire pour atteindre l'état plastique dans le sol (et activer toute la résistance disponible).
- les effets du 2^{ème} ordre ne sont généralement pas importants pour les niveaux d'effort normal habituels et pour les structures habituelles.

Les conséquences de ces observations sur le dimensionnement de ces structures seront discutées ultérieurement (paragraphe 5.6 et chapitre 6).

5.3.2 Dalle supérieure

La fonction structurale principale de la dalle supérieure est de supporter le poids de la couverture de terre et de le transmettre aux parois latérales. Cette couverture est souvent assimilée à une simple charge correspondant au poids de la colonne de terre déterminée depuis la dalle jusqu'à la surface. Il est cependant connu, notamment dans le domaine des tunnels classiques à grande profondeur, que cette affirmation n'est plus valable dès que la couverture devient importante. La structure doit dans ce cas supporter des charges bien plus faibles que le poids de la colonne de terre présente.

Pour illustrer cette problématique, le comportement d'une dalle supérieure soumise à différentes couvertures de terre Δh est étudié en admettant la rupture par flexion décrite à la figure 5.22. La résistance de la structure peut alors être remplacée par une poussée généralisée H située à mi-travée et agissant verticalement vers le haut.

Il est admis pour le calcul que la couverture de terre est mise en place en une seule étape alors que les remblais latéraux sont déjà en place.

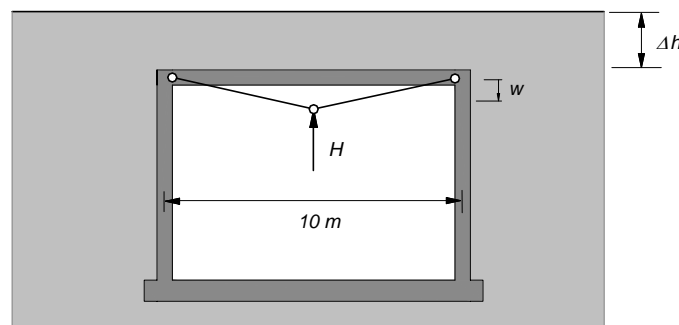


Figure 5.22: Mécanisme de ruine étudié avec rupture de la dalle supérieure par flexion

Comportement

La figure 5.23 présente le résultat des simulations pour les couvertures de terre choisies.

Les courbes caractéristiques calculées montrent que les redistributions de contraintes de part et d'autre de la dalle sont négligeables lorsque la couverture de terre est faible (courbe \approx droite horizontale).

Dans ce cas, un calcul de la structure en admettant une charge uniforme correspondant au poids de la colonne de terre est raisonnable. En réalité, un léger effet de voûte se développe tout de même lorsque la structure se déforme. Cette hypothèse est donc du côté de la sécurité.

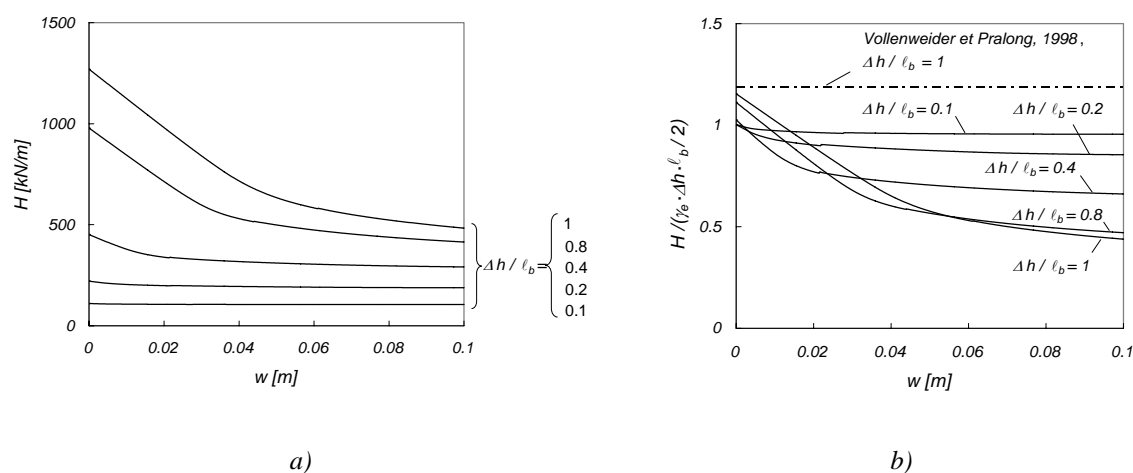


Figure 5.23: Courbes caractéristiques du sol pour différentes couvertures de terre ($\ell_b = 10$ m):
a) évolution de la poussée généralisée H et b) poussée généralisée rapportée au poids de la colonne de terre

Le comportement lorsque la couverture de terre est importante est assez différent.

A l'état initial, la charge reprise par la structure est supérieure au poids de la colonne de terre. Cet effet est la conséquence de la différence de rigidité entre la structure (très rigide, $w = 0$) et les remblais latéraux (relativement souples). La mise en place de la couverture de terre induit un tassement des remblais latéraux qui est par contre empêché au droit de la structure. La structure se comporte alors comme un point dur qui attire les efforts. Ce phénomène a déjà été mis en évidence au chapitre 3.2.2 dans le cas de conduites enterrées et est aussi discuté par Vollenweider et Pralong dans le cas de tranchées couvertes (annexe C, effet d'appel de charges). La figure 5.23b montre que pour cet exemple l'estimation proposée par Vollenweider et Pralong (voir annexe C, équation C.2, $K = K_a$) est assez proche du résultat obtenu avec la méthode aux éléments finis.

Cet appel de charge est rapidement compensé par des redistributions de contraintes lorsque la dalle se déforme.

Le comportement du sol lorsqu'un déplacement vertical vers le bas est imposé à mi-portée de la dalle est similaire au comportement de la paroi et est composé d'une phase élastique suivie de la plastification progressive jusqu'à la création d'un mécanisme.

La figure 5.23 montre que les redistributions de contraintes peuvent devenir très importantes lorsque la couverture de terre a une grande épaisseur. Dans de tels cas, la prise en compte de cet effet permet de diminuer considérablement les sollicitations dans la structure pour autant que le compactage latéral soit suffisant (pour assurer la reprise de la composante horizontale des arcs de décharge). La déformation de la structure induit un report de charges de part et d'autre de la structure. Ce phénomène est clairement visible sur la figure 5.24a-c qui montre la variation de l'état de contraintes dans le sol entre l'état initial et l'état final ($w = 0.1$ m), représenté par les contraintes principales de compression uniquement. Cette représentation est en réalité une image des redistributions de contraintes. Les effets de voûte se distinguent facilement lorsque la couverture de terre vaut $\Delta h = 4$ et 10 m.

La figure 5.24d-f montre l'allure des mécanismes plastiques dans le sol calculés pour trois couvertures de terre différentes. Lorsque la couverture de terre est faible, le mécanisme plastique est composé de deux zones actives de type Rankine localisées au droit des parois latérales et d'une zone passive de type Rankine à mi-travée. La figure montre que la cinématique de rupture se complique lorsque la couverture de terre augmente. Elle fait intervenir des parties du sol situées à proximité de la dalle mais aussi proches de la surface. Une zone inactive se crée en outre dans la partie centrale. La surface libre doit théoriquement perdre son influence sur le comportement de la dalle pour des profondeurs plus importantes. Cela signifie que le mécanisme doit se localiser à proximité de la dalle.

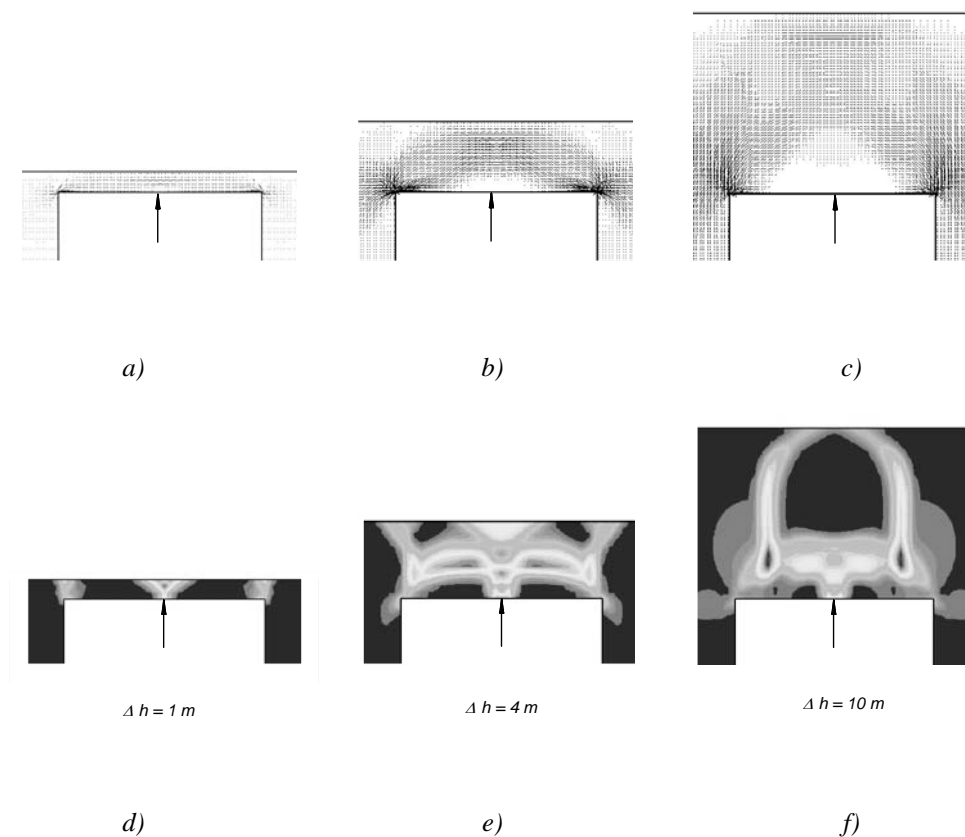


Figure 5.24: Développement d'effets de voûte dans la couverture de terre: a), b) et c) variation de l'état de contraintes (contraintes principales de compression seulement) entre l'état initial et l'état final d), e) et f) deuxième invariant des déformations à l'état plastique (incrément)

La figure 5.23 montre que l'asymptote horizontale de la courbe, qui coïncide avec le développement complet d'un mécanisme plastique dans le sol, est cependant atteinte pour des déplacements non négligeables, qui augmentent lorsque la couverture de terre augmente.

Limites de ductilité

Il faut garder à l'esprit que ces déplacements ne sont pas toujours compatibles avec la capacité de déformation de la structure. En particulier, le chapitre 2.2.3 a mis en évidence que la capacité de déformation d'une poutre en béton armé sans armature d'effort tranchant pouvait être très faible. La capacité de déformation de la structure doit ainsi être vérifiée.

Cette problématique est illustrée pour la situation avec une couverture de terre $\Delta h = 8$ m en déterminant le comportement de la dalle sous l'effet de la poussée généralisée. La dalle est admise parfaitement encadrée dans les parois (encastrement infiniment rigide), ce qui est une simplification du comportement réel. A noter que le comportement est évalué pour des propriétés moyennes des matériaux et non pour des propriétés de dimensionnement.

Deux solutions envisageables sont étudiées. La première structure est choisie de façon à ce que sa résistance ultime (selon un calcul plastique) soit équivalente à l'asymptote correspondant à l'état plastique du sol (voir figure 5.25a). Cette alternative correspond en réalité à un calcul plastique du système.

La deuxième solution (voir figure 5.25b) offre une résistance supérieure de sorte que sa courbe caractéristique croise la courbe caractéristique du sol avant d'avoir développé sa résistance ultime (selon un calcul plastique). Le comportement avec et sans étriers est représenté pour chaque solution.

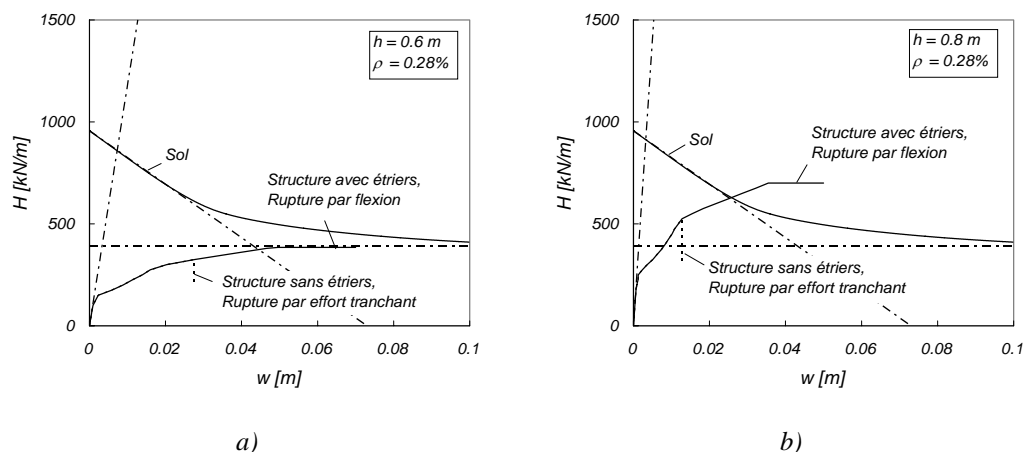


Figure 5.25: Influence de la ductilité de la structure sur le comportement. Exemple de la dalle supérieure ($\ell_b = 10$ m) sous une couverture de terre $\Delta h = 8$ m: a) épaisseur de la dalle $h = 0.6$ m et b) $h = 0.8$ m

Le calcul de ces courbes est effectué en admettant que la poussée généralisée provient d'une charge uniformément répartie qui paraît plus réaliste pour la situation examinée, ce qui permet d'évaluer plus précisément l'effort tranchant dans la section critique. Le calcul de la flèche et des limites de ductilité est effectué selon la démarche présentée au chapitre 2.2.4.

Les courbes caractéristiques du sol obtenues par un calcul élastique, élasto-plastique et plastique sont aussi représentées.

Cet exemple montre que l'effort tranchant est très restrictif pour les dalles présentées qui, si aucun n'étrier n'est prévu, se rompent prématurément avant d'avoir pu atteindre une position d'équilibre. Cette observation est en accord avec les conclusions du chapitre 2. La mise en place d'étriers permet à la dalle d'épaisseur $h = 0.8$ m (figure 5.25b) de trouver une position d'équilibre lorsque le sol est encore en stade quasi-élastique. La disposition d'étriers dans la dalle d'épaisseur $h = 0.6$ m ne permet par contre pas d'améliorer le comportement. Une éventuelle position d'équilibre serait atteinte pour des déplacements très importants lorsque le sol atteint son plateau plastique. La capacité de déformation de la structure ne permet cependant pas d'atteindre cet état et la rupture se produit cette fois-ci par flexion (écrasement du béton). Un calcul plastique ne garantit pas que l'équilibre puisse être trouvé. Les déformations nécessaires au développement d'un état plastique dans le sol ne sont en effet pas compatibles avec les déformations supportées par la structure.

Cet exemple montre aussi que le choix d'une section cadre pour supporter une couverture de terre si importante n'est pas très approprié. Les solutions présentées sont analysées à l'état de service. L'étude du comportement à l'état limite ultime (avec facteurs de charges ou propriétés de dimensionnement) mènerait à une structure encore plus épaisse et plus armée qui ne serait pas économique.

Résumé des points importants

L'étude de la dalle supérieure met en évidence que :

- les redistributions de contraintes sont faibles si la couverture de terre est faible. Le sol peut être considéré comme une colonne de terre inerte pesante sans introduire d'erreurs notables. Le sol peut ensuite être considéré comme une charge constante.
- les redistributions de contraintes deviennent importantes lorsque la couverture de terre est importante. Un calcul global du système en tenant compte du comportement réel du sol et de la structure (avec ses limites de ductilité) est nécessaire lorsque ces effets de voûte sont considérés. Ces cas ont néanmoins un domaine d'application limité puisque les solutions obtenues sont rarement économiques.

5.4 Tranchées couvertes de type voûte

5.4.1 Chargement symétrique

Le chapitre 2.1 a montré que le fonctionnement statique des voûtes sous chargement symétrique différerait de celui des cadres, principalement car une partie importante des charges sont supportées par la déviation de l'effort normal dans la structure.

Ces structures sont néanmoins en partie fléchies. Le comportement de ces structures est examiné dans les paragraphes suivants selon la méthode proposée en admettant des modes de rupture par flexion.

Le mode de sollicitation varie aussi en fonction de la surcharge de terre et de la poussée latérale des terres. Deux cas extrêmes peuvent être imaginés, l'un lorsque la poussée

latérale des terres est prépondérante et l'autre lorsque la surcharge de terre est prépondérante. La flexion de la structure conduit à un déplacement de la clef de voûte vers le haut dans le premier cas et à un déplacement vers le bas dans le dernier cas. Les zones soumises à un moment positif sont ainsi soumises à un moment négatif et vice-versa.

Une structure remblayée par étapes successives se comporte généralement selon le premier mode de comportement durant les premières étapes. Le mode de comportement s'inverse lorsque la couverture de terre augmente, pour autant qu'elle atteigne une hauteur suffisante. Tisa et Kovári ont en effet montré par des mesures in situ qu'une couverture de terre conséquente était parfois nécessaire pour inverser le mode de comportement (Kovári, Tisa 1988).

Le comportement d'une structure type est étudié sur la base de plusieurs situations envisageables lors de la construction d'un tel ouvrage.

Poussée prépondérante

Le comportement d'une voûte dont la géométrie est donnée à la figure 5.26 est investigué pour trois niveaux de remblayage : remblai à mi-hauteur de la structure, remblai en clef de voûte de la structure et faible couverture de terre au-dessus de la structure. Il est admis que la structure repose sur un sol très rigide et que le radier offre un encastrement parfait aux parois de la voûte.

Le remblai induit par conséquent principalement une poussée latérale qui sollicite symétriquement la voûte selon le mode de rupture représenté à la figure 5.26. La rupture considère la formation de cinq rotules plastiques : une en clef de voûte, une à chaque encastrement dans le radier et une dans chaque paroi. Pour une structure donnée, la position des rotules plastiques dans les parois varie selon la hauteur du remblai. Un calcul préalable couplé sol-structure effectué avec le logiciel Z_soil en admettant une structure élastique linéaire permet d'estimer la position de ces rotules. Celles-ci sont alors positionnées au droit des sections les plus sollicitées selon ce calcul.

La poussée généralisée qui s'oppose à la poussée du terrain et le déplacement caractéristique choisis pour décrire le mécanisme sont aussi donnés. La position des rotules dans les parois varie en fonction du niveau de remblayage. Cet effet est pris en compte dans l'analyse.

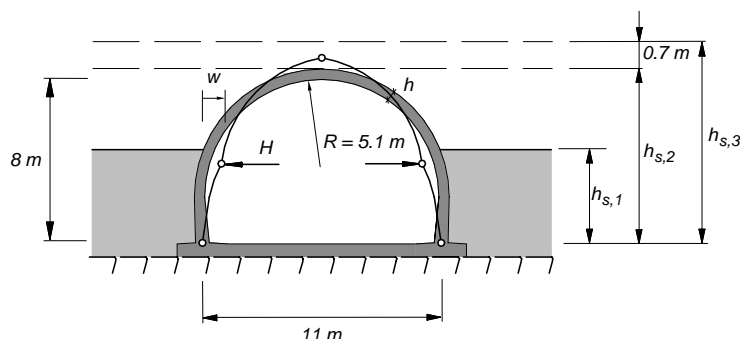


Figure 5.26: Etape de construction avec différents niveaux de remblayage

La figure 5.27 montre les résultats obtenus pour les trois situations.

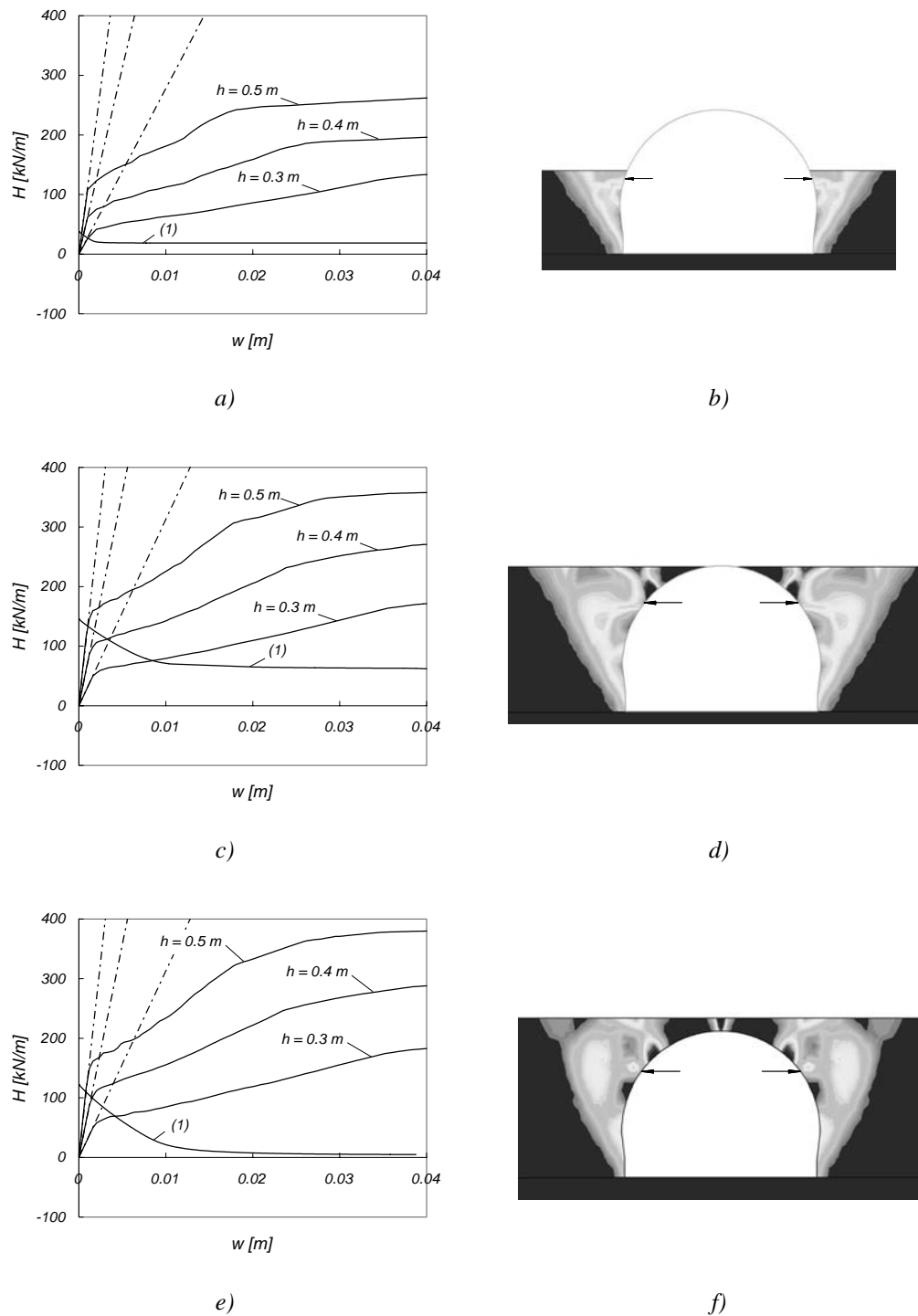


Figure 5.27: a), c) et e) Courbes caractéristiques du sol (1) et de différentes structures ($\varnothing 14$, $s = 0.15$ m) pour les trois niveaux de remblayage. b), d) et f) Image du 2^{ème} invariant des déformations à l'état plastique (incrément) pour les trois niveaux de remblayage

Comportement de la structure

Le niveau du remblai a deux effets sur le comportement de la structure. Premièrement, la position des rotules plastiques dans les parois est légèrement modifiée. Deuxièmement, l'effort normal de compression dans la voûte augmente lorsque le niveau du remblai augmente. Cela se traduit par un retardement de la fissuration et par

une augmentation de la résistance de la structure. La comparaison des courbes caractéristiques de la figure 5.27 montre effectivement une augmentation de la résistance.

Comportement du sol

Le comportement du sol est très influencé par le niveau du remblayage.

La figure 5.27a montre que, pour un remblai de faible hauteur, l'état plastique est atteint pour des déplacements très faibles. Le sol peut alors être considéré comme une charge constante (asymptote horizontale). La figure 5.27b, qui donne une image du 2^{ème} invariant à l'état plastique, montre que le mécanisme créé dans le sol a une cinématique très proche de l'état actif de Rankine qui se développe derrière un mur de soutènement libre en tête et parfaitement lisse. Des légères différences sont constatées à proximité de la structure. Celles-ci peuvent être mises sur le compte des différences géométriques séparant les deux cas. D'une part, la structure est courbe. D'autre part, la rotule plastique située approximativement à mi-hauteur de la structure est située en-dessous du niveau maximal du remblai. Cette condition ne correspond pas exactement au cas du mur libre en tête.

La courbe caractéristique du sol lorsque le remblai atteint la clef de voûte (figure 5.27c) est similaire au cas précédent mais pour des niveaux de sollicitation beaucoup plus élevés. Les redistributions entre l'état au repos et l'état plastique sont relativement conséquentes dans ce cas et la simplification du comportement par une droite horizontale peut conduire à des écarts non négligeables.

Le mécanisme de rupture dans le sol à l'état plastique, représenté à la figure 5.27d est par contre différent. Il montre des similitudes avec le comportement observé derrière la paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre en stade de construction (figure 5.17). Des arcs de décharge se développent également dans le sol (voir figure 5.28a). Ceux-ci s'appuient sur la partie supérieure de la voûte qui, par la symétrie du problème, joue un rôle identique à la dalle supérieure de la structure cadre (voir figure 5.11b). Les arcs de décharge doivent néanmoins respecter les conditions statiques à l'interface remblai – tunnel (parfaitement lisse dans l'exemple) ce qui définit l'inclinaison des contraintes principales.

La situation est un peu différente lorsque le remblai dépasse la clef de voûte de la structure. La figure 5.27e montre effectivement une différence importante avec les deux cas précédents. La valeur résiduelle de la poussée généralisée à l'état plastique est très faible.

La structure est d'ailleurs un peu moins sollicitée que dans l'étape précédente. Le poids de la couverture de terre sollicite la structure dans un mode opposé ce qui conduit à une diminution de la poussée généralisée. L'augmentation de l'effort normal dans la voûte a aussi un effet bénéfique.

La figure 5.28 présente la variation de l'état de contraintes (contraintes de compression) dans le sol entre l'état initial et l'état plastique lorsque le remblai atteint la clef de voûte et lorsque une faible couverture de terre est disposée.

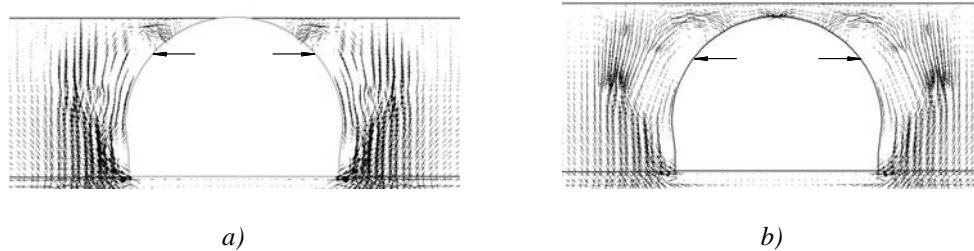


Figure 5.28: Variation de l'état de contraintes (contraintes principales de compression seulement) entre l'état initial et l'état final: a) remblai jusqu'en clef de voûte et b) faible couverture de terre

Dans la dernière situation (faible couverture de terre), les arcs de décharge prennent appui non seulement sur la partie supérieure de la structure mais aussi sur la zone de sol située au-dessus de la clef de voûte. Il existe là également une analogie avec l'état plastique se développant derrière la paroi latérale lorsque le remblai atteint un niveau supérieur à la dalle (voir figure 5.17). Par contre, la valeur résiduelle de la poussée généralisée est plus importante que dans le cas de la voûte. Deux explications liées à la forme de la structure peuvent être avancées.

D'une part, une grande partie des pressions de contact résiduelles à l'état plastique peuvent être reprises par le développement d'un effort normal dans la voûte (structure auxiliaire), ce qui n'est pas envisageable pour la paroi.

D'autre part, la forme de la voûte est proche de la forme des arcs de décharge qui épousent alors naturellement le contour de la structure. La reprise d'une partie prépondérante du poids des terres peut être assurée par les arcs de décharge prenant appui dans la couverture de terre, qui ne sollicitent pas directement la voûte. Dans le cas de la paroi, une zone « active » non négligeable est par contre géométriquement inévitable à proximité de la structure. Celle-ci induit des sollicitations de flexion dans la paroi. Cette deuxième explication est probablement responsable en grande partie de la faible valeur de la poussée généralisée à l'état plastique, puisque la courbe caractéristique du sol lorsque le remblai atteint la clef de voûte est quant à elle caractérisée par un plateau plastique non négligeable (voir figure 5.27c). La reprise des pressions résiduelles par le développement d'un effort normal dans la voûte est par contre possible.

La zone de terre située au-dessus de la clef de voûte joue donc un rôle important puisqu'elle assure la reprise d'une partie importante des arcs de décharge. A l'état plastique du sol, elle est d'ailleurs dans un état passif (selon Rankine) et contrôle le développement de cet état.

Position d'équilibre

La comparaison entre les différentes situations montre que la structure est la plus sollicitée lorsque le remblai atteint la clef de voûte. Ceci s'explique d'une part car les poussées sont importantes et les arcs de décharge dans le sol relativement peu importants, et d'autre part car l'effort normal est relativement faible. Ce stade provisoire constitue aussi la situation la plus critique pour une tranchée couverte de type voûte selon Kovári et Tisa (Kovári, Tisa 1988).

Variation des propriétés du sol

L'influence d'une variation des propriétés mécaniques du sol sur la position d'équilibre du système est étudiée sur la base du dernier exemple (faible couverture de terre). Les figures 5.29a-d montrent les résultats de cette étude (propriétés variées une à une) et mettent en évidence des tendances similaires à celles discutées lors de l'étude de la paroi latérale.

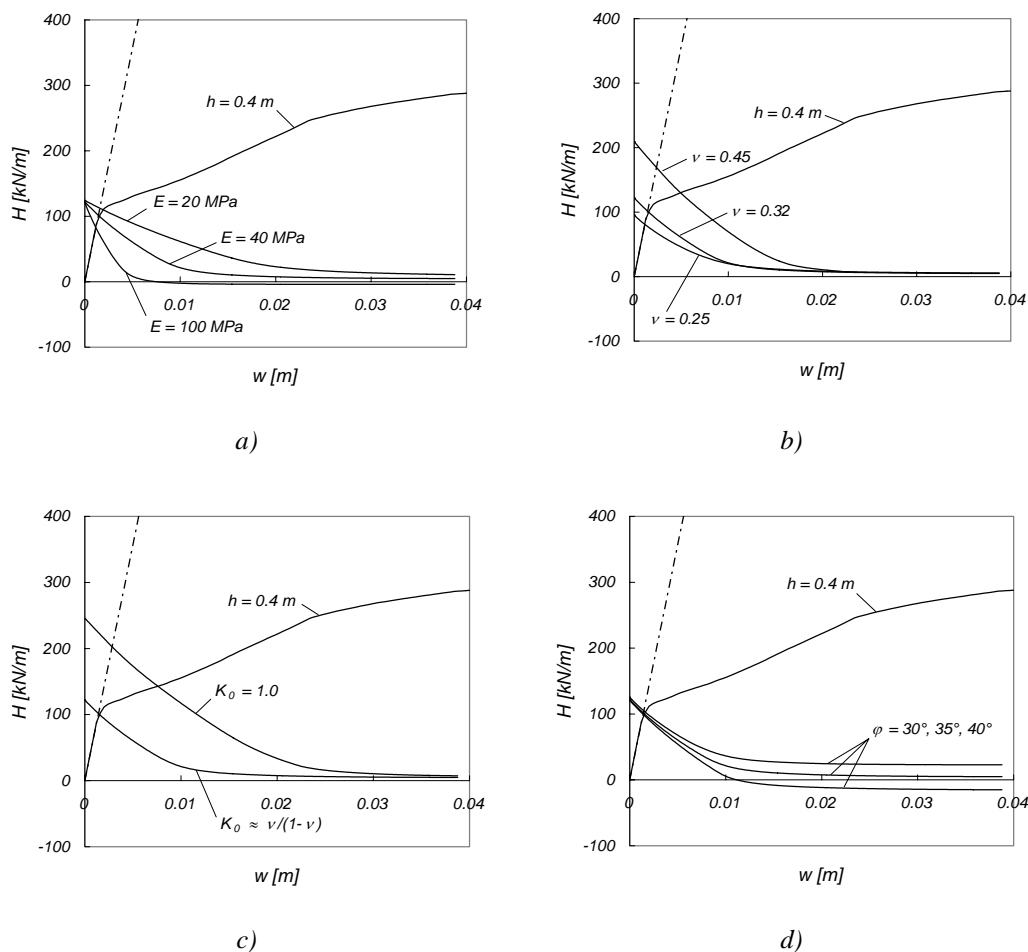


Figure 5.29: Influence des propriétés du remblai sur le comportement de la voûte sous une faible couverture de terre (les valeurs de référence sont utilisées pour les propriétés non variées): a) E , b) ν (sans définir K_0), c) K_0 et d) ϕ (structure: $h = 0.4$ m, $\varnothing 14$, $s = 0.15$ m)

Une diminution du module d'élasticité et une augmentation du coefficient de Poisson (sans définir K_0) conduisent à une augmentation des sollicitations dans la structure. Pour la structure étudiée, un changement de l'angle de frottement n'a pas une influence considérable, car l'équilibre est trouvé pour des déplacements faibles lorsque le sol est quasi-élastique. Cette conclusion pourrait varier si la structure était plus souple. L'effet d'un compactage simulé grossièrement par une augmentation du coefficient de poussée initiale K_0 induit logiquement une augmentation de la sollicitation à l'état au repos. Bien que cet effet se dissipe lorsque la structure se déforme, on constate qu'il peut induire une augmentation non négligeable des efforts dans la voûte. Dans l'exemple, un coefficient $K_0 = 1$ conduit à la fissuration de la structure.

Cet exemple montre que la détermination de l'équilibre de la structure n'est dans ce cas pas possible de façon précise sans considérer le comportement du sol dans sa phase élastique en incluant l'effet des procédés de mise en place du remblai (séquençage et compactage). L'utilisation de la théorie de la plasticité pour évaluer la résistance ultime du sol (état plastique) se révèle effectivement peu utile pour déterminer les efforts dans la structure. Une estimation des pressions de contact par une telle approche serait possible pour dimensionner la structure à l'état limite ultime, mais elle conduirait très probablement à des comportements insatisfaisants à l'état de service.

Surcharge prépondérante – couverture de terre importante

La mise en place d'une couverture de terre plus importante conduit à une diminution logique de la poussée généralisée jusqu'à ce que le mode de comportement de la voûte s'inverse. Le déplacement de la clef de voûte se fait alors vers le bas. Cette situation est étudiée ci-dessous en considérant la voûte sous une couverture de terre d'une épaisseur de 10 m. Le mécanisme de rupture de la structure est donc similaire à la situation précédente à la différence que le déplacement se fait dans l'autre direction. La zone « active » est cette fois-ci située sur la structure et non plus sur les côtés. La poussée généralisée est alors choisie de façon à s'opposer aux forces « actives » agissant sur la structure, ce qui est obtenu en considérant une force verticale en clef de voûte (voir figure 5.30). Le déplacement caractéristique w correspond alors au déplacement vertical de la clef de voûte. Cette situation présente certaines analogies avec la dalle supérieure de la structure cadre (voir figure 5.22). Cinq rotules plastiques sont cependant nécessaires pour créer un mécanisme, ce qui nécessite la participation des parois, similairement au cas précédent (voûte soumise à une poussée prépondérante). La position des deux rotules dans les parois de la voûte est estimée préalablement à l'aide d'un modèle couplé sol-structure en admettant un comportement élastique linéaire de la structure.

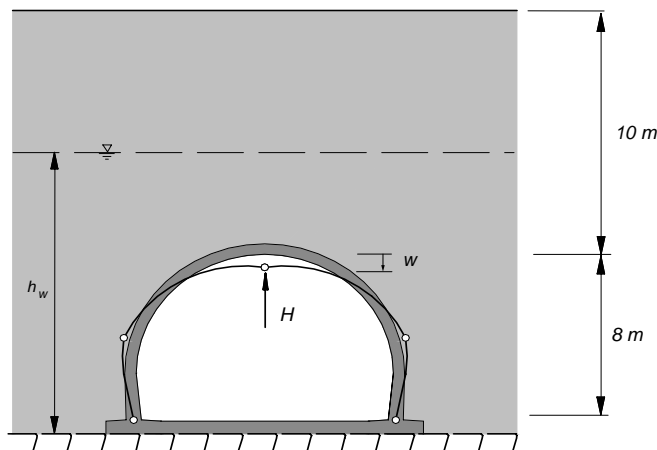


Figure 5.30: Stade final avec couverture de terre importante sur la structure.

La figure 5.31a présente le comportement du système avec les courbes caractéristiques du sol (courbe 1) et de la structure (courbe 4) pour les propriétés de référence. Le comportement du sol est comme dans les cas précédents caractérisé par deux régimes de comportements principaux (courbes 2 et 3). Il existe par contre une différence considérable avec les autres cas discutés concernant le déplacement nécessaire pour activer l'état plastique dans le sol. On constate effectivement que dans le cas présenté, le plateau plastique est à peine atteint pour un déplacement caractéristique $w = 1$ m. Le

fait qu'un déplacement important soit nécessaire pour atteindre l'état plastique est en partie lié à un effet d'échelle déjà mentionné.

La partie de la courbe caractérisée par une poussée généralisée négative ($H < 0$) n'a pas de signification physique réelle, puisqu'une telle valeur n'est pas compatible avec le mode de rupture admis pour la structure. La valeur négative élevée à l'état plastique est cependant représentative de l'important potentiel de résistance que peut développer le sol selon ce mode de rupture.

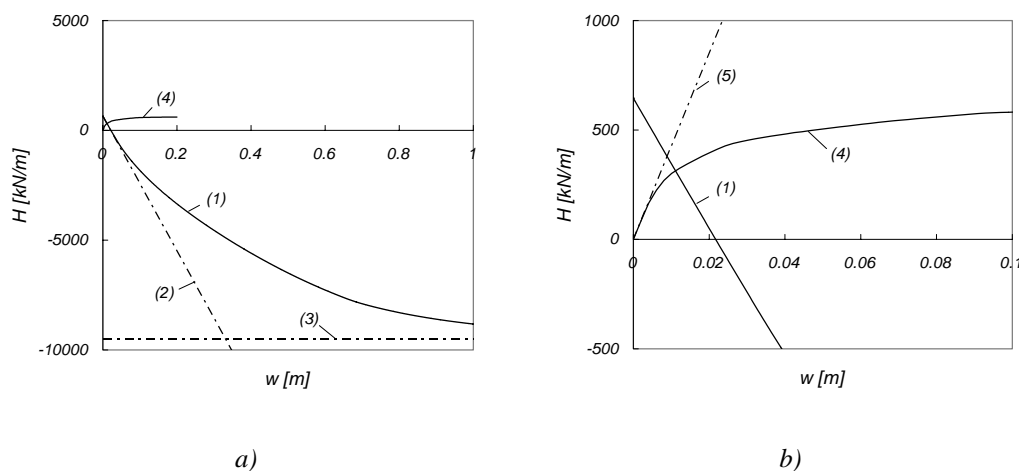


Figure 5.31: Comportement du système avec les propriétés de référence: a) courbes caractéristiques du sol et de la structure ($h = 0.4$ m, $\text{Ø } 14$ s = 0.15 m) b) agrandissement. (1) sol, (2) sol élastique, (3) sol plastique, (4) structure et (5) structure élastique linéaire (non fissurée)

La courbe caractéristique de la structure se développe par contre pour des valeurs de H positives dans une plage de déplacements beaucoup plus restreinte. Les déplacements nécessaires à activer l'état plastique dans le sol sont par conséquent incompatibles avec les déplacements nécessaires pour développer la résistance de la structure.

La figure 5.31b qui est un agrandissement de la figure 5.31a présente la courbe caractéristique de la structure plus précisément. Les phases principales du comportement d'une structure en béton armé en flexion composée peuvent être observées (fissuration et plastification). La figure confirme aussi que la phase élastique du comportement du sol est la phase déterminante pour évaluer le comportement du système, en particulier de la structure. La courbe peut effectivement être approximée très précisément par une simple droite de pente négative. Dans la configuration étudiée, l'équilibre est trouvé alors que la structure est fissurée. On constate aussi que le fait de prendre en compte l'effet de la fissuration sur la rigidité de la structure a un effet bénéfique. Un calcul en admettant une structure linéaire élastique (courbe 5) conduirait en effet à des sollicitations plus importantes dans la structure. Cet effet est en réalité la conséquence de la pente négative de la courbe caractéristique du sol.

Variation des propriétés du sol

Les figures 5.32a-h illustrent l'influence d'une variation des propriétés mécaniques du sol (variées une à une) sur la courbe caractéristique du sol ainsi que sur la position d'équilibre de la structure. Les tendances générales observées pour le cas de la voûte sous une faible couverture de terre ne sont pas toujours respectées.

Si l'effet d'une diminution du module d'élasticité du sol induit également une augmentation des sollicitations dans la structure, l'influence du coefficient de Poisson (sans définir K_0) et du coefficient de poussée initiale est inversée par rapport au cas précédent. Une augmentation de ces coefficients conduit à une diminution des sollicitations dans la structure. Ceci s'explique logiquement puisqu'une telle augmentation est accompagnée d'une augmentation des poussées latérales contre la voûte qui s'opposent à la poussée généralisée. Cela se traduit par une diminution de cette dernière. Dans certains cas extrêmes, cela peut même conduire à une inversion du mode de comportement de la voûte avec un déplacement de la clef de voûte vers le haut. La structure se trouve alors dans une situation similaire à celle examinée précédemment.

La variation de l'angle de frottement n'a quasiment aucun effet sur le comportement de la structure puisque le sol est en stade élastique (hormis certaines zones très limitées au-dessus de la voûte). Elle influence par contre le plateau plastique de la courbe caractéristique du sol.

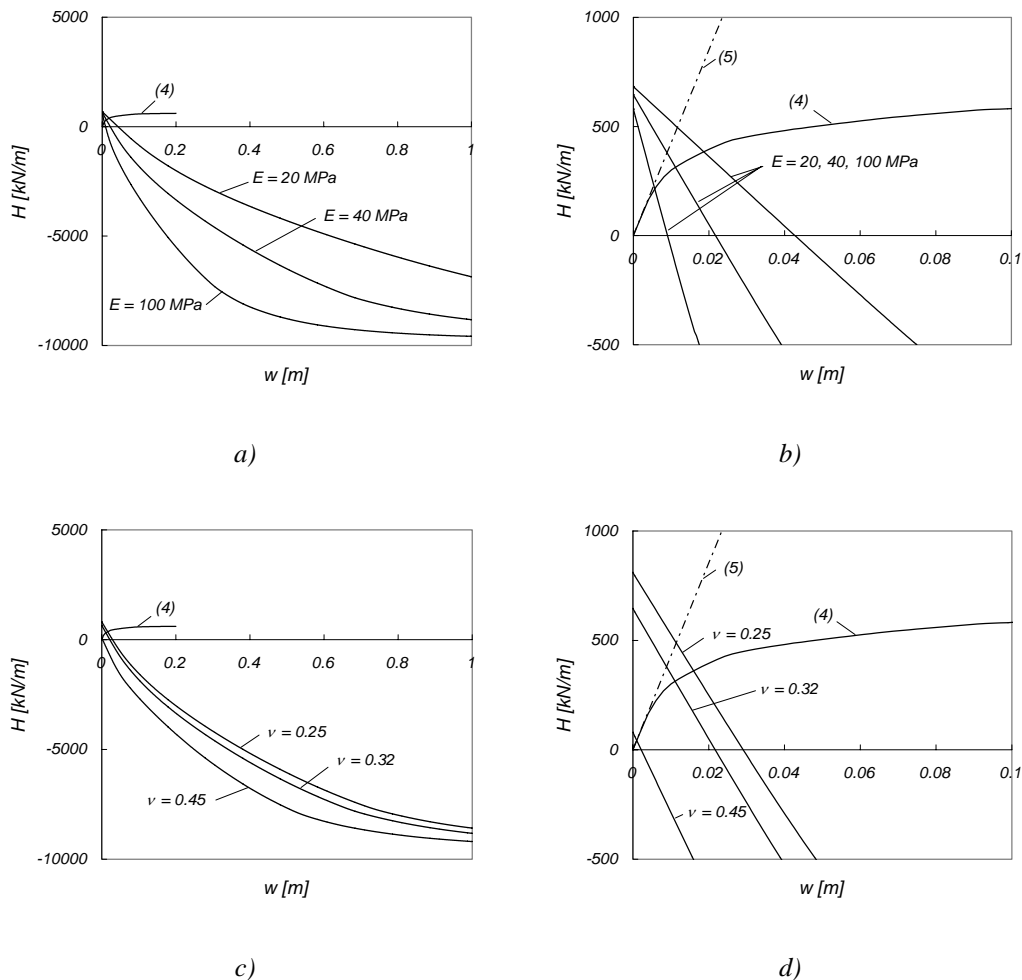


Figure 5.32: Influence des propriétés du remblai sur le comportement (les valeurs de référence sont utilisées pour les propriétés non variées): a) et b) E , c) et d) ν (sans définir K_0). (4) structure ($h = 0.4$ m, $\varnothing 14$ s = 0.15 m) et (5) structure linéaire élastique (non fissurée)

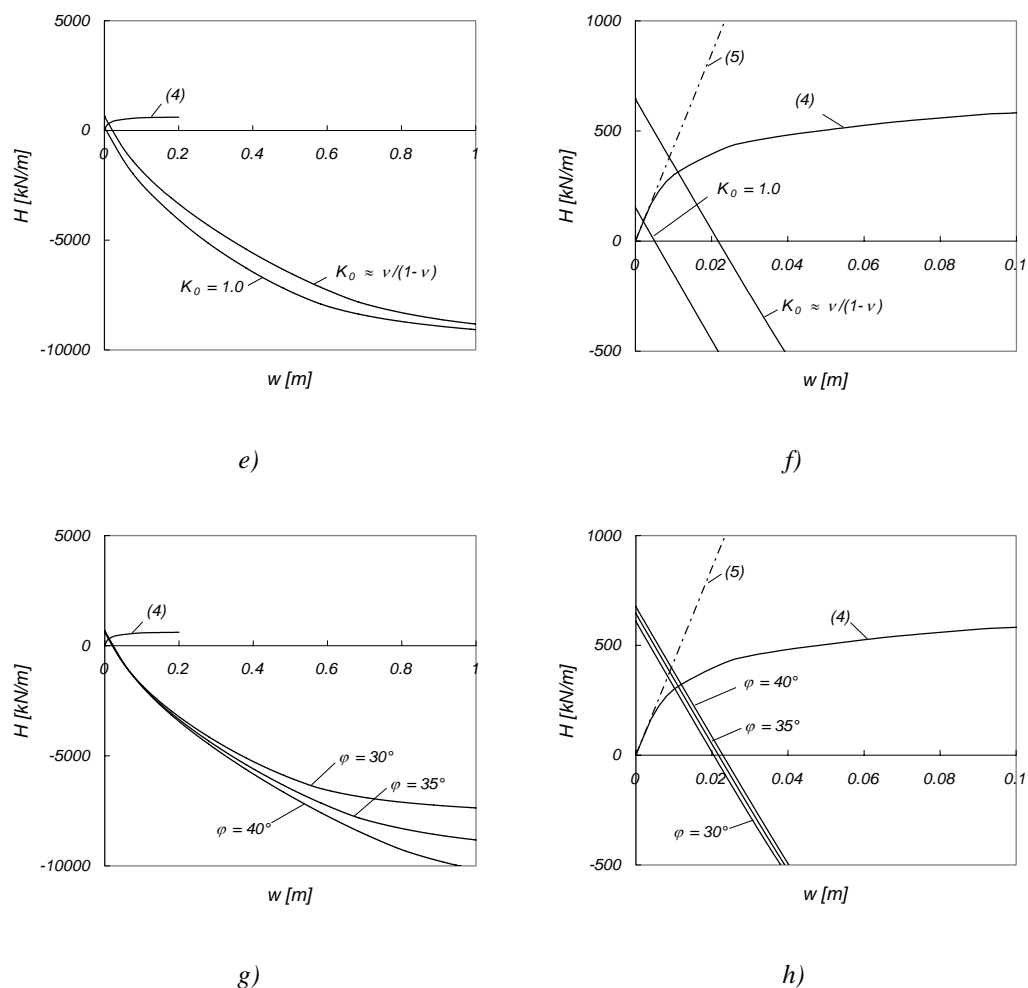


Figure 5.32: (suite) Influence des propriétés du remblai sur le comportement (les valeurs de référence sont utilisées pour les propriétés non variées): e) et f) K_0 , g) et h) φ . (4) structure ($h = 0.4$ m, $\varnothing 14$ s = 0.15 m) et (5) structure linéaire élastique (non fissurée)

Variation des propriétés de la structure

La figure 5.33 montre les courbes caractéristiques de plusieurs variantes pour la structure obtenues par un changement de l'épaisseur de la voûte ou du taux d'armature. La figure représente aussi la courbe caractéristique pour deux sols différents (courbe 1 : propriétés de référence, $E = 40$ MPa, $\nu = 0.32$, $\varphi = 35^\circ$ et K_0 non défini et courbe 2 : $E = 20$ MPa, $\nu = 0.2$, $\varphi = 35^\circ$ et K_0 non défini).

Le début de la fissuration est clairement reconnaissable sur les figures. L'apparition de la première rotule plastique est mise en évidence par un point noir. Pour la poussée généralisée choisie et pour une répartition uniforme de l'armature dans la voûte (nappe supérieure = nappe inférieure = constante), la première plastification se produit en clef de voûte. Ce résultat est pourtant relatif, puisque la distribution réelle des pressions de contact pendant le processus de chargement peut modifier l'ordre d'apparition des rotules plastiques.

Une augmentation de l'épaisseur de la voûte induit logiquement une augmentation de la rigidité et de la résistance de la structure. Une augmentation du taux d'armature influence uniquement le comportement après fissuration.

La figure 5.33a montre que l'effet d'un changement de l'épaisseur sur l'équilibre est très différent de celui observé pour le cas de la paroi latérale d'un cadre (voir figure 5.14). Dans ce cas, un renforcement de la structure se traduisait par une diminution du niveau de sollicitation de l'armature. Ce n'est pas forcément le cas pour la voûte étudiée ici. L'allure de la courbe caractéristique du sol, avec une phase élastique déterminante et une pente à l'origine négative importante, conduit en effet à un comportement différent. Une augmentation de l'épaisseur de la voûte est par conséquent accompagnée d'une augmentation de la poussée généralisée que doit supporter la structure. Le niveau de sollicitation des armatures n'est alors que peu affecté par ce paramètre. Sur la figure, la voûte d'épaisseur $h = 0.3$ m semble même légèrement plus favorable que les solutions plus rigides (la première plastification apparaît plus tardivement voir courbe 2).

La figure montre aussi les courbes caractéristiques des structures en admettant un comportement élastique linéaire. On constate que cette hypothèse conduit à une surestimation des sollicitations dans la structure. Cette surestimation peut devenir très importante si l'équilibre est trouvé dans un stade avancé du comportement de la structure (voir courbe 2). Ceci montre que dans un tel cas, la non-linéarité de la structure est très bénéfique.

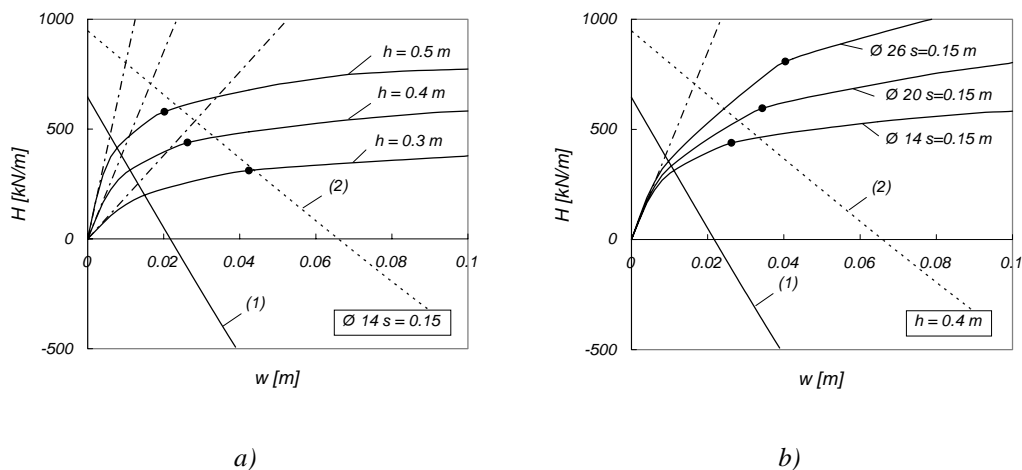


Figure 5.33: Influence de la structure sur le comportement: a) influence de l'épaisseur de la voûte et b) influence du taux d'armature (point noir = première plastification en clef de voûte, courbe 1: propriétés de référence et courbe 2: $E = 20$ MPa, $\nu = 0.2$ et $\varphi = 35^\circ$, sans définir K_0)

Une augmentation du taux d'armature n'influence pas forcément l'état d'équilibre du système puisque les courbes sont très proches les unes des autres dans les premières phases du comportement. Pour une courbe caractéristique du sol moins favorable (courbe 2) qui conduirait à une augmentation générale de la poussée généralisée, l'influence devient non négligeable. On constate en effet que l'augmentation du taux d'armature repousse la formation de la première rotule plastique.

La différence principale avec le cas de la paroi latérale est cependant l'absence de plateau plastique du sol (dans la zone d'intérêt) et le fait que la courbe caractéristique du sol coupe l'abscisse. La conséquence de cette observation est qu'un point d'équilibre est toujours trouvé si la structure est suffisamment ductile. Cela signifie donc qu'une

rupture par manque de résistance n'est normalement pas déterminante pour ce type de structure. Deux limitations doivent néanmoins être mentionnées. Premièrement, les effets du deuxième ordre peuvent devenir importants pour les structures très élancées (les tranchées couvertes en béton armé ne sont généralement pas problématiques). Deuxièmement, la structure présente une limite de ductilité soit par flexion soit par d'autres phénomènes fragiles pouvant se produire prématurément. Le plateau de résistance n'est par conséquent pas infini, ce qui peut empêcher dans certains cas l'obtention d'un point d'équilibre. Il convient donc de vérifier la capacité de déformation de la structure.

Limite de ductilité par éclatement d'enrobage

Les conséquences de l'éclatement de l'enrobage discuté en détail au chapitre 2.3 sur le comportement est illustré pour l'exemple de la voûte à l'aide des structures de la figure 5.33b.

La section critique pour ce phénomène est située en clef de voûte, puisque le moment positif (traction à l'intérieur) est maximal à cet endroit.

Selon les règles proposées à l'annexe B pour vérifier ce phénomène, l'éclatement d'enrobage pour une structure en béton armé sans étriers avec un rayon des armatures de $R = 5.15$ m est prévu (à l'état de dimensionnement, soit en augmentant la limite d'écoulement de l'acier et en réduisant la résistance à la traction du béton) après plastification pour une armature supérieure à $\varnothing 16$ $s = 0.15$ et dans la phase élastique du comportement pour une armature supérieure à $\varnothing 22$ $s = 0.15$ m.

La structure armée de $\varnothing 14$ $s = 0.15$ n'est donc pas influencée par ce phénomène. Les structures armées de $\varnothing 26$ et $\varnothing 20$ $s = 0.15$ m se rompent respectivement dans la phase élastique et après une certaine déformation plastique des armatures. Le comportement des structures est reproduit qualitativement à la figure 5.34 pour tenir compte de ce phénomène fragile. Une éventuelle rupture par flexion n'est pas considérée.

Ce phénomène se traduit par une diminution de la marge de sécurité entre le point d'équilibre et la rupture de la structure. Ce manque de déformabilité qui n'est pas critique pour l'exemple de la figure, peut cependant devenir problématique et mener à la ruine si les sollicitations dans la structure devaient augmenter, par exemple si le sol était moins rigide ou moins compacté que prévu. La structure est également plus sensible à d'éventuelles déformations imposées qui pourraient engendrer une augmentation du moment (ou de la déformation) dans la section critique.

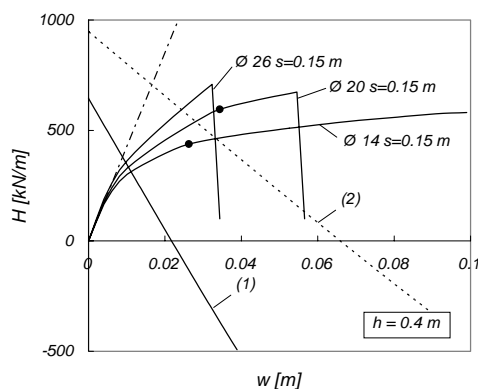


Figure 5.34: Eclatement de l'enrobage en clef de voûte (qualitatif)

Etat plastique du sol

La figure 5.35b montre une représentation de la cinématique de rupture dans le sol. On constate qu'il existe deux types de zones participant activement au mécanisme. Une figure de rupture complexe se distingue sur la structure. Celle-ci correspond à une zone « active » et présente une grande similarité avec la figure de rupture mise en évidence dans le cas de la dalle supérieure d'une structure cadre (voir figure 5.24e). Des zones de résistance ou « passives » se développent de part et d'autre de la structure. Celles-ci sont activées par le déplacement de la structure (situation de butée). Des zones inactives peuvent encore être constatées entre la zone active et les zones passives.

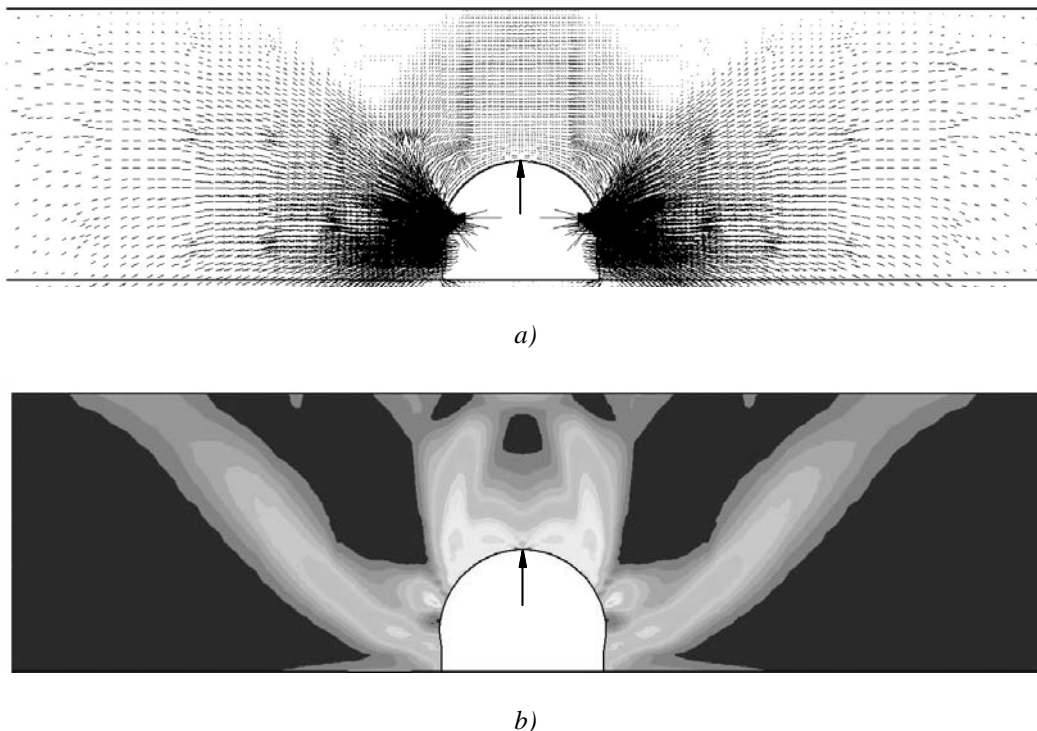


Figure 5.35: Etat plastique du sol: a) variation de l'état de contraintes (contraintes principales de compression seulement) entre l'état initial et l'état final, b) deuxième invariant des déformations à l'état plastique (incrément)

La figure 5.35a montre que des effets de voûte se développent sur et autour de la structure. Ceux-ci sont mis en évidence par des arcs de décharge. Les zones « passives » sont aussi visibles.

Influence de l'eau

L'effet de l'eau est évalué en simulant la présence d'une nappe phréatique statique définie par la cote $h_w = 12$ m sur la figure 5.30. A nouveau, la présence d'eau nécessite la vérification du risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la poussée d'Archimède.

La comparaison avec la situation sans eau est donnée à la figure 5.36. On constate dans ce cas que l'effet de l'eau se traduit par une translation de la courbe caractéristique du sol vers le bas. Ceci s'explique simplement par le fait que la pression hydrostatique conduit à une augmentation des poussées latérales agissant contre la structure et donc à une diminution de la poussée généralisée. Contrairement au cas de la paroi d'un cadre, la diminution des contraintes effectives due à la pression interstitielle n'a pas

d'influence sur les arcs de décharge puisque dans la partie du comportement déterminante pour la structure, le sol est encore élastique.

L'eau est dans ce cas favorable. Elle serait par contre défavorable si la poussée latérale contre la structure était déterminante (mécanisme de rupture de la figure 5.26).

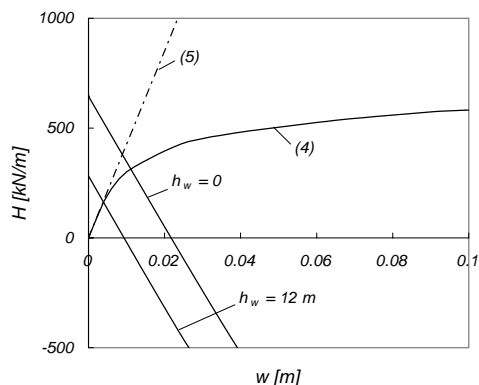


Figure 5.36: Influence d'une nappe phréatique statique sur le comportement de la voûte

Résumé des points importants

Le comportement de la voûte sous chargement symétrique dépend fortement de la hauteur du remblai et évolue passablement au cours de la construction d'un tel ouvrage.

L'importance de la phase élastique (ou quasi-élastique) du sol sur le comportement augmente lorsque la hauteur du remblai augmente. Cette phase devient clairement déterminante pour le cas avec une couverture de terre importante. La courbe caractéristique du sol peut alors être reproduite par une droite de pente négative qui coupe l'abscisse (la poussée généralisée est nulle en ce point).

Les conséquences pour la structure sont :

- si tous les phénomènes fragiles peuvent être exclus et si les effets du 2^{ème} ordre sont faibles, un équilibre est trouvé, peu importe la rigidité de la structure,
- une structure rigide attire les efforts contrairement à une structure souple qui en se déformant, permet d'atteindre un équilibre sous des sollicitations plus faibles (cette situation s'apparente à un cas de déformations imposées),
- en conséquence, le fait de tenir en compte le comportement non linéaire de la structure en béton armé est favorable et
- un calcul sous l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire de la structure peut conduire à une surestimation importante des efforts,
- les propriétés élastiques du sol et le compactage jouent un rôle prépondérant, et
- l'équilibre ne peut être trouvé qu'en considérant l'interaction sol-structure (analyse couplée).

5.4.2 Chargement asymétrique

Le chapitre 2.1.2 a mis en évidence le fait que les voûtes symétriques étaient des structures statiquement très efficaces pour reprendre les pressions de contact symétriques réparties sur leur pourtour. Les chargements asymétriques introduisent par contre des moments de flexion très importants qui peuvent s'avérer critiques pour la structure.

Remblayage asymétrique

La voûte discutée aux paragraphes précédents est maintenant analysée dans une configuration provisoire résultant d'un remblayage asymétrique. Le mécanisme de rupture étudié est dans ce cas un mécanisme de flexion asymétrique faisant intervenir quatre rotules plastiques, une à chaque encastrement de la voûte dans le radier et deux dans la partie supérieure de la voûte. La position de ces deux dernières rotules est choisie sur la base d'un calcul couplé sol-structure (avec le logiciel Z_soil) en admettant un comportement élastique linéaire de la structure (les rotules sont disposées au droit des sections les plus sollicitées).

Deux situations très défavorable pour la structure sont étudiées. Le remblai droit est réalisé jusqu'en clef de voûte alors que le remblai gauche est d'abord inexistant, puis atteint approximativement la mi-hauteur de la structure (figure 5.37). La poussée généralisée qui s'oppose à la charge « active » est une force horizontale agissant en clef de voûte. Le déplacement caractéristique est également mesuré en ce point.

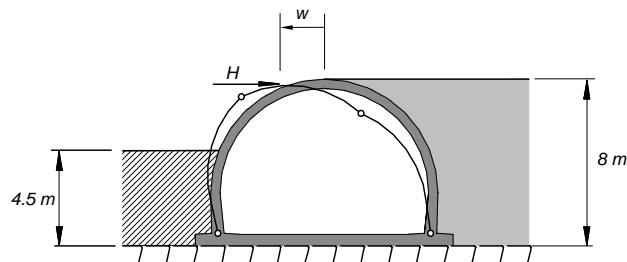


Figure 5.37: Remblayage asymétrique avec et sans remblai à gauche de la structure

Le comportement des deux systèmes est représenté à la figure 5.38. Dans la première configuration (figure 5.38a), la courbe caractéristique du sol est très similaire à celle observée derrière un mur de soutènement libre en tête et en rotation par rapport à sa base. Lorsqu'aucun compactage n'est simulé ($K_0 \approx \nu / (1 - \nu)$), le plateau plastique est atteint pour des déformations assez faibles. Le déplacement en tête correspond à moins de 2% de la hauteur de la structure. L'effet d'un compactage simulé par une augmentation du coefficient de poussée initiale $K_0 = 1.0$ conduit à un décalage de la courbe dans sa partie initiale et à une augmentation du déplacement nécessaire pour mobiliser l'état plastique dans le sol. Cette comparaison est cependant incomplète puisque le compactage influence aussi les propriétés du remblai.

La structure ($h = 0.4$ m et $\varnothing 14$ s = 0.15 m) est très sollicitée. Pour la situation modélisée avec des propriétés moyennes des matériaux, la structure est en fait proche de la plastification et la fissuration correspondante est importante. L'effet du compactage (selon la simulation) n'influence pas dans ce cas le point d'équilibre puisque les deux courbes caractéristiques ont déjà atteint le même plateau plastique.

La mise en place d'un remblai à gauche de la structure conduit logiquement à une situation plus favorable (voir figure 5.38b). Ce remblai s'oppose au déplacement de la

structure et se comporte comme une butée, similaire au terrain situé au pied d'un mur de soutènement.

La courbe caractéristique du sol est en fait la superposition des contributions de la zone active et de la zone passive. Le déplacement correspondant au développement d'un mécanisme partiel du côté actif est visible sur la figure par une cassure de la courbe. La résistance mobilisable en butée est assez importante pour le cas étudié. Les déformations nécessaires pour activer cette résistance sont cependant très importantes ($w_{pl} > 0.1$ m).

L'équilibre de la structure est donc trouvé dans les phases antérieures du comportement (phase élasto-plastique). La structure est alors beaucoup moins sollicitée que dans la situation précédente. Le compactage a cette fois un effet sur la position d'équilibre.

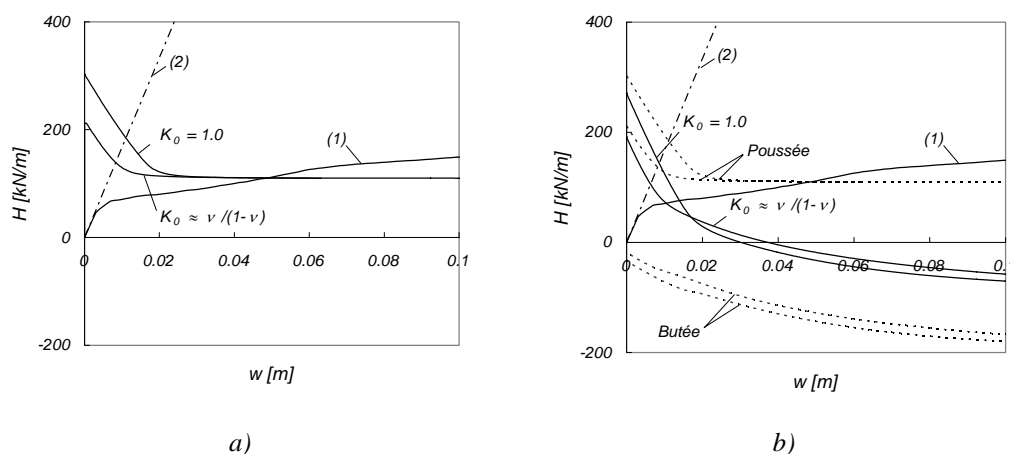


Figure 5.38: Comportement du système lors d'un remblayage asymétrique (structure: $h = 0.4$ m, $\varnothing 14$ s = 0.15 m) : a) remblai à droite en clef et remblai à gauche inexistant, b) remblai à droite en clef et remblai à gauche à mi-hauteur

Cet exemple montre aussi qu'un calcul des sollicitations en déterminant les charges actives et passives selon la démarche de la SIA 267 (SIA 2003b, voir annexe D) pour les ouvrages de soutènement n'est pas possible sans réduire la poussée passive en fonction des déplacements attendus.

Cet exemple montre aussi pourquoi le remblayage doit être effectué par étapes successives de manière à limiter les sollicitations asymétriques dans la structure. Cette condition est remplie en limitant la différence de hauteur entre les remblais latéraux (< 1.0 m selon Vollenweider, Pralong 1998) et en assurant un compactage uniforme et suffisant. Ce dernier ne doit cependant pas être excessif sous peine de trop solliciter la structure.

Surface libre inclinée

Une situation particulière est obtenue lorsque la tranchée couverte est placée dans un massif avec une pente inclinée. Un exemple extrême avec une pente de la surface libre $\beta = 30^\circ$ est étudié pour illustrer la problématique rencontrée. Deux cas sont considérés. Une première configuration correspond au cas où la structure appuyée sur un sol de fondation horizontal est recouverte par un remblai très important (voir figure 5.39a). Une deuxième configuration est obtenue en admettant que le tunnel est construit dans le flanc d'une montagne après excavation, le volume excavé étant ensuite remblayé pour

recouvrir la structure (voir figure 5.39b). Dans les deux cas, les sols en place sont admis très rigides.

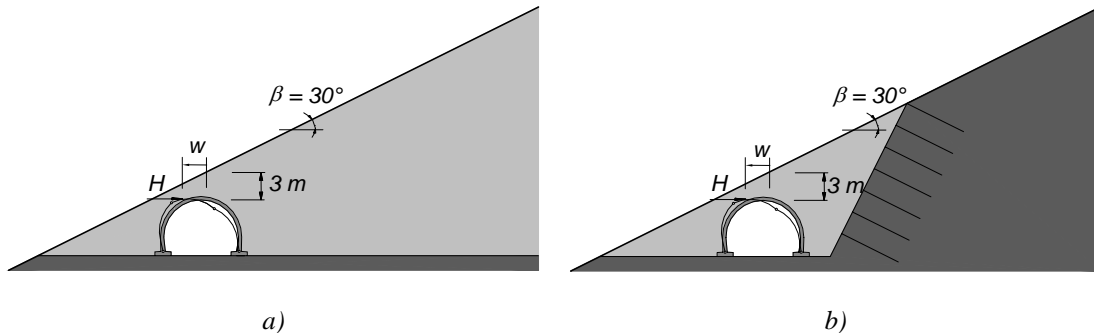


Figure 5.39: Tranchée couverte dans une pente de $\beta = 30^\circ$: a) remblayage complet et b) excavation dans le flanc d'une montagne puis remblayage partiel

Le mécanisme de rupture admis est un mécanisme par flexion avec la formation de quatre rotules plastiques dans la voûte. La poussée généralisée et le déplacement caractéristique sont les mêmes que dans le cas précédent.

Lors de la simulation, tout le remblai est mis en place en une seule étape.

Comportement

La figure 5.40a donne les courbes caractéristiques du sol pour les deux configurations (courbes 1 et 2) ainsi que les courbes caractéristiques pour différentes variantes.

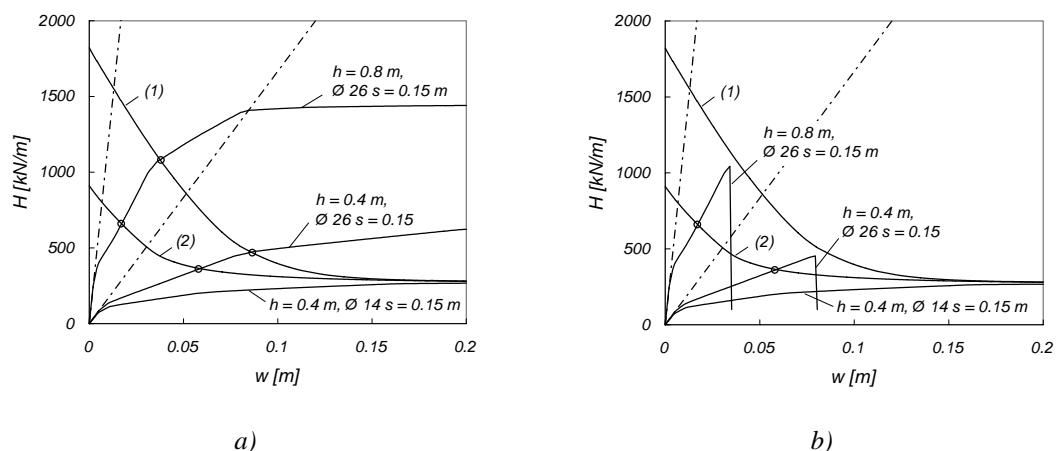


Figure 5.40: Comportement d'une tranchée couverte réalisée dans un massif avec une surface inclinée ($\beta = 30^\circ$): courbe caractéristique du sol lors d'un remblayage complet (1) et partiel (2) et courbe caractéristique pour différentes variantes.

a) Comportement ductile des structures et b) prise en compte de la rupture par éclatement de l'enrobage (qualitatif)

Le comportement du sol est à nouveau composé des phases habituelles. Les redistributions entre l'état initial et l'état plastique sont considérables et conduisent à une diminution remarquable de la poussée généralisée. Le déplacement nécessaire pour activer cet état favorable est non négligeable.

Dans cette situation, la tranchée couverte peut en première approximation être considérée comme un ouvrage de soutènement devant retenir une masse de terre conséquente. Le terrain situé à droite correspond à la zone active alors que le terrain à

gauche offre une résistance supplémentaire (zone passive). En réalité, des arcs de décharge peuvent prendre appui dans le sol situé au-dessus de la structure, ce qui soulage cette dernière. Le mécanisme est alors un peu plus complexe.

La contribution du sol à la résistance est cependant limitée géométriquement par la pente (sur la figure 5.39, la zone à gauche de la structure est très petite). Ceci explique aussi pourquoi le plateau plastique est positif (contrairement au cas précédent) et pourquoi le déplacement nécessaire pour activer l'état plastique est non négligeable mais raisonnable. Il y a effectivement un effet d'échelle déjà mis en évidence à plusieurs reprises dans les exemples précédents.

Les charges en jeu sont alors beaucoup plus importantes que dans la situation précédente reproduisant un remblayage asymétrique. La structure initialement choisie ($h = 0.4$ m et $\varnothing 14$ s = 0.15 m) ne suffit pas pour atteindre une position d'équilibre. L'asymptote caractéristique de sa résistance ultime (selon un calcul parfaitement plastique) est en effet située en-dessous de l'asymptote du sol. L'augmentation du taux d'armature ou de l'épaisseur de la voûte permet d'augmenter la résistance de la structure et de trouver une position d'équilibre.

Les phases élastique et élasto-plastique du comportement du sol restent dans tous les cas très importantes, car les déplacements autorisés à l'état de service sont seulement de quelques centimètres. Le sol n'est pas encore complètement plastifié pour de tels déplacements.

Influence du mode de construction

Pour ces phases, l'influence du mode de construction est extrêmement importante comme le montre la comparaison entre les courbes 1 et 2 de la figure. La poussée généralisée au repos ($w = 0$), est en effet beaucoup plus importante lors d'un remblayage complet que lors d'un remblayage partiel.

Ceci peut être expliqué par le fait que la masse de sol retenue par la structure est un corps élastique. Sous l'effet du coefficient de Poisson, les déformations induites par le poids propre comportent une composante d'expansion latérale. Cette déformation est cependant empêchée partiellement par la présence de la structure ce qui induit des contraintes dans le sol considérables et des poussées latérales contre la structure (cas de déformations imposées). Cet effet est d'autant plus grand que la masse de terre retenue est importante. Il est par conséquent plus faible lorsque le tunnel est réalisé dans le flanc d'une montagne après excavation. Dans ce cas, seule les terres nouvellement mises en place compriment la structure.

Cet effet se répercute sur une partie importante du comportement du sol et influence donc le comportement de la structure et sa position d'équilibre. Pour la structure ($h = 0.8$ m et $\varnothing 26$ s = 0.15 m), la sollicitation pour l'une et l'autre configuration varie du simple au double. L'influence diminue lorsque le déplacement caractéristique augmente et les deux courbes tendent vers la même asymptote. Cela signifie qu'à l'état plastique, le même mécanisme de rupture se développe dans le sol. Ce mécanisme se localise à proximité de la structure.

Ce dernier exemple montre que la courbe de comportement du sol en stades élastique et élasto-plastique peut être fortement influencée par le processus de construction et par le phasage imaginé pour le remblayage. Cela signifie que le projeteur peut, dans les cas où ces phases de comportement sont déterminantes, influencer le comportement de la structure par un choix approprié des étapes de construction.

Résistance et capacité de déformation

Pour l'exemple traité, les déplacements correspondant aux deux états plastiques du sol et de la structure sont similaires, ce qui rend théoriquement possible un dimensionnement plastique de cette structure à l'état limite ultime. Cette affirmation doit cependant être vérifiée de cas en cas.

Le calcul de la courbe caractéristique du sol avec des propriétés plus défavorables (ELU) conduit généralement à une augmentation du déplacement nécessaire pour atteindre l'état plastique dans le sol. Il convient de vérifier que ce déplacement est supporté par la structure.

La capacité de déformation de la structure doit donc aussi être vérifiée. Celle-ci peut être limitée par une rupture fragile par éclatement du béton d'enrobage, par l'écrasement du béton par flexion ou par une rupture par effort tranchant. Sur la figure 5.40b, les structures armées de $\varnothing 26 s = 0.15$ m se rompent par éclatement de l'enrobage au droit de la section la plus sollicitée (au droit de la rotule dans la moitié supérieure de la structure côté actif) avant la plastification des armatures. Aucun équilibre ne peut être trouvé dans le cas avec remblayage complet (courbe 1).

L'influence des effets du 2^{ème} ordre devrait aussi être évaluée car les déplacements ne sont pas petits. Ils peuvent avoir une influence non négligeable sur le comportement de la structure.

Résumé des points importants

Le cas de la tranchée couverte réalisée dans la pente d'un remblai correspond en réalité à une situation intermédiaire située entre les cas où l'un des deux régimes du sol principaux (élastique et plastique) suffisait pour évaluer avec une bonne précision le comportement du système.

Les points suivants peuvent être relevés :

- toutes les phases du comportement du sol peuvent influencer le comportement de la structure,
- dans une telle situation, la rupture de la structure peut être atteinte par manque de résistance ou par manque de ductilité, selon les propriétés du sol et de la structure
- l'importance du processus de construction sur les phases élastique et élasto-plastique du sol a clairement été mise en évidence,
- la structure est très sollicitée car sa forme n'est pas adaptée aux sollicitations fortement asymétriques. Une adaptation de la forme avec éventuellement une remise en question d'un tel projet doit être évaluée.

5.5 Radiers

En présence d'un sol de fondation de qualité médiocre, la mise en place d'un radier peut être nécessaire pour satisfaire les exigences de sécurité ou d'aptitude au service. Un radier est également indispensable en présence d'eau.

Le radier donné à la figure 5.41 est étudié dans le but de caractériser le comportement.

Le mécanisme de rupture de la structure est une rupture par flexion identique au mécanisme considéré pour la dalle supérieure de la structure cadre.

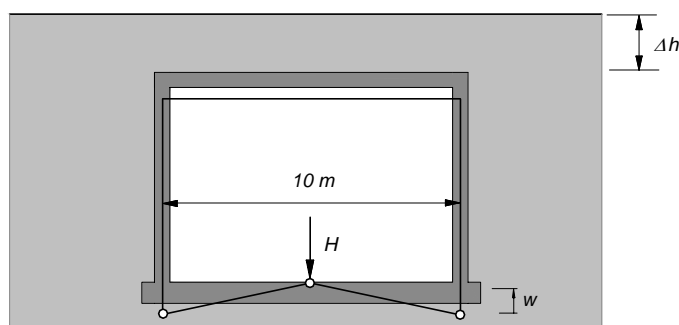


Figure 5.41: Radier étudié: mécanisme de rupture admis, poussée généralisée et déplacement caractéristique

Lors du calcul de la courbe caractéristique du sol, les piédroits de la structure subissent un tassement vertical provoqué par la concentration de contraintes induites par le poids des terres nouvellement mises en place. C'est par contre le déplacement relatif entre les piédroits et le centre du radier qui est déterminant pour le comportement de ce dernier. C'est donc celui-ci qui est représenté sur les figures suivantes.

La procédure de chargement est ainsi composée de deux phases. Le déplacement du point situé à mi-travée du radier est d'abord imposé vers le bas jusqu'à ce que le déplacement caractéristique relatif w s'annule. Le déplacement est ensuite imposé à partir de cet état dans l'autre sens de sorte à reproduire une courbe caractéristique complète.

Des éléments de contact sont disposés à l'interface de façon à autoriser le cas échéant un décollement du radier dans sa partie centrale.

A noter que le comportement du sol de fondation lors du remblayage dépend du procédé de construction et de son degré de surconsolidation. Si la structure est réalisée dans une fouille, les sols en place sont surconsolidés et sont dans un premier temps beaucoup plus rigides lors d'un rechargement. Cet effet devra être considéré le cas échéant en adaptant le module d'élasticité puisque le modèle de comportement admis ne permet pas de reproduire cet effet.

Pour le calcul de la courbe caractéristique de la structure, le radier est admis parfaitement encastré dans les parois latérales. La présence d'un effort normal consécutif aux poussées latérales agissant contre les parois de la structure est considérée dans l'analyse.

La configuration de référence est obtenue avec les propriétés du remblai et du sol de fondation identiques correspondant aux valeurs moyennes du tableau 5.1. La couverture de terre est de $\Delta h = 2$ m.

La figure 5.42 présente les résultats obtenus pour cette configuration. Le comportement du sol est principalement contrôlé par la phase quasi-élastique. La valeur de la poussée généralisée à l'état plastique est très faible et la résistance du radier n'est a priori pas problématique.

Pour le sol de fondation défini, des structures plus ou moins rigides peuvent alors être choisies pour réaliser le radier. La figure qui donne la courbe caractéristique pour deux

variantes ($h = 0.6$ m, $\varnothing 20$ s = 0.15 m et $h = 0.2$ m, $\varnothing 20$ s = 0.15 m) montre que l'équilibre est généralement trouvé (points O et O').

Une structure rigide qui se déforme peu contraint l'ensemble du sol en contact à participer à la reprise des charges provenant des parois latérales ce qui conduit à une bonne répartition des pressions de contact agissant contre le radier.

Une structure très souple ne permet pas de faire participer l'ensemble du sol. Un décollement du radier dans la partie centrale est même possible. Les pressions de contact se concentrent alors sous les parois.

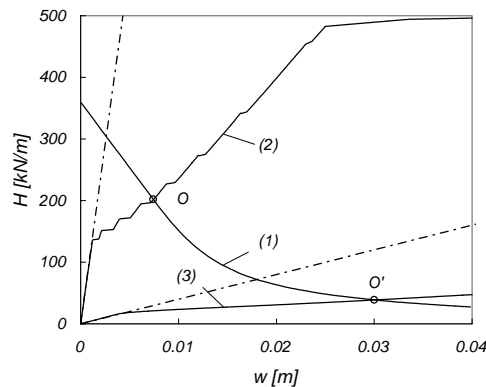


Figure 5.42: Comportement du radier ($\Delta h = 2$ m): courbes caractéristiques (1) du sol, (2) de la structure ($h = 0.6$ m, $\varnothing 20$ s = 0.15 m) et (3) de la structure ($h = 0.2$ m, $\varnothing 20$ s = 0.15 m)

La figure 5.43 présente la distribution des pressions de contact à l'équilibre pour les deux variantes étudiées.

Le comportement présente des similitudes avec la fondation superficielle étudiée au chapitre 4.4, lorsque la formation d'une rotule plastique était envisagée dans la structure. Le développement du mécanisme pouvait dans certains cas conduire au décollement des extrémités de la fondation.

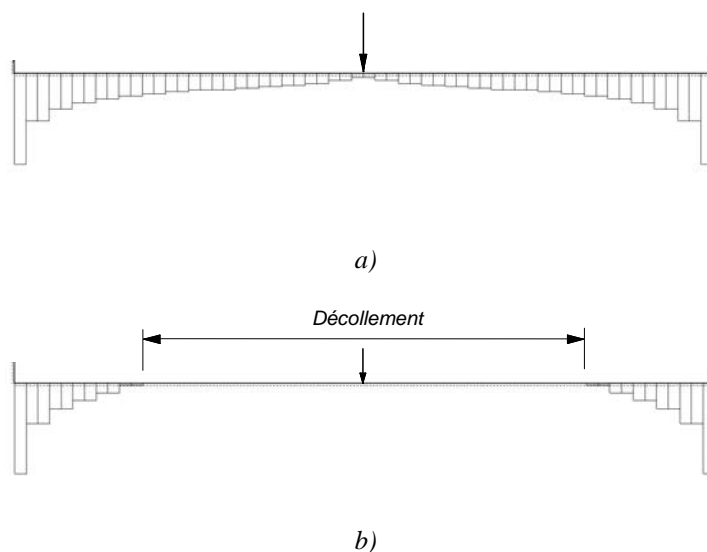


Figure 5.43: Pressions de contact contre le radier à l'équilibre pour les deux variantes étudiées: a) $h = 0.6$ m, $\varnothing 20$ s = 0.15 m et b) $h = 0.2$ m, $\varnothing 20$ s = 0.15 m

Les deux variantes sont théoriquement possibles. Par contre, la flèche à mi-travée ou la fissuration à l'état de service peuvent devenir inacceptables dans le cas de la structure souple.

De plus, la transmission des réactions du sol à proximité des parois peut devenir critique (rupture par effort tranchant) si bien qu'une surépaisseur est très vraisemblablement nécessaire (voir figure 5.44).

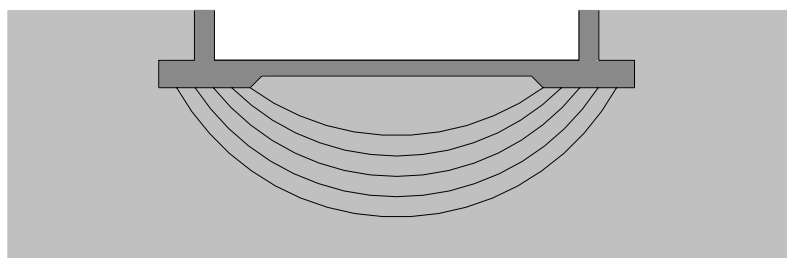


Figure 5.44: Variante pour le radier avec surépaisseurs au droit des parois

Influence de la couverture de terre

La figure 5.45 montre le comportement du système pour deux couvertures de terre différentes. La courbe caractéristique de la structure est également influencée par la couverture de terre puisque l'effort normal en dépend. Cet effort normal est influencé par les paramètres mis en évidence lors de l'étude du comportement de la paroi latérale.

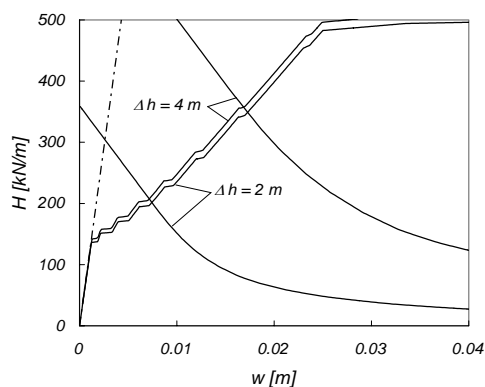


Figure 5.45: Influence de la couverture de terre sur le comportement

Une augmentation de la couverture de terre induit un tassement des piédroits plus important. La poussée généralisée à exercer pour annuler ce tassement (poussée généralisée au repos) est par conséquent aussi plus importante.

La valeur de la poussée généralisée à l'état plastique est aussi directement influencée par la couverture de terre. La poussée nécessaire pour contrebalancer les forces déstabilisantes augmente lorsque la couverture de terre augmente.

5.6 Enseignements principaux

5.6.1 Effets de voûte, zones actives et zones de résistance

L'étude des différents exemples présentés dans ce chapitre montre que le comportement du sol est dans tous les cas caractérisé par une capacité à se relaxer lorsque la structure se déforme. Au cours du comportement, le sol passe ainsi d'un état initial ou au repos à un état plastique lorsqu'un mécanisme s'est formé.

Ces redistributions de contraintes dans le sol sont dues en partie à la création de zones « actives » dans le sol mais aussi à la mobilisation de zones de résistance ou « passives ».

Les zones « actives » se développent généralement dans les zones où la structure s'éloigne du sol et les zones « passives » dans les zones où la structure comprime le sol. Ce n'est cependant pas toujours le cas. En fonction de la géométrie de la structure et de son système statique, des effets de voûte sont possibles grâce au développement d'arcs de décharge dans le sol. La conséquence est alors une diminution de l'état de contraintes dans les zones « actives ». Les arcs de décharge constituent une résistance supplémentaire et les parties du sol accueillant ces arcs peuvent ainsi être considérées comme des zones de résistance. L'exemple de la paroi latérale de la structure cadre illustre le fait qu'une zone de résistance peut se développer même si la structure s'éloigne du sol à cet endroit. En réalité, cette zone est malgré tout comprimée par les arcs de décharge.

Ces effets de voûte cumulés aux butées engendrées par le déplacement de la structure contre le sol composent la contribution du sol à la reprise des charges. L'analyse des résultats obtenus montre qu'il existe une corrélation entre la quantité de sol participant à la résistance et le déplacement caractéristique nécessaire pour atteindre l'état plastique dans le sol. Ce déplacement a tendance à augmenter lorsque la quantité de sol à plastifier augmente. Un effet d'échelle est donc constaté entre les dimensions du sol participant à la résistance et le déplacement nécessaire pour activer cette résistance.

Un effet similaire est visible pour les zones « actives ». Les déformations nécessaires pour atteindre l'état plastique sont néanmoins beaucoup plus faibles. Ce résultat est connu de l'étude des murs de soutènement depuis longtemps (voir Terzaghi 1936).

L'exploitation de cette capacité au niveau de la structure dépend cependant des déformations nécessaires pour l'activer. Celles-ci dépendent donc de la géométrie du cas investigué mais aussi des propriétés des matériaux (le sol et la structure). Différents régimes de comportement peuvent être mis en évidence.

5.6.2 Régimes de comportement

Trois paramètres sont essentiels pour déterminer les différents régimes de comportement possibles :

- le déplacement nécessaire pour activer l'état plastique dans le sol w_{pl} ,
- la poussée généralisée du sol à l'état plastique H_{pl} et
- le déplacement nécessaire pour développer la résistance (plastique) de la structure $w_{pl,structure}$.

Différents régimes peuvent être distingués en fonction de la valeur de la poussée généralisée et du rapport entre les déplacements nécessaires pour atteindre les états plastiques du sol et de la structure. Les trois régimes définis par les conditions ci-dessous sont d'un intérêt particulier :

- 1) régime plastique du sol déterminant ($H_{pl} > 0$ et $w_{pl} \leq w_{pl,structure}$)
- 2) régime élastique du sol déterminant ($H_{pl} < 0$)
- 3) régime intermédiaire ($H_{pl} > 0$ et $w_{pl} \gg w_{pl,structure}$)

Ces trois régimes principaux sont représentés schématiquement sur les figures 5.46a-c en simplifiant les comportements du sol et de la structure, représentés par une loi bilinéaire correspondant à la phase élastique et à la phase plastique du comportement. Les points d'équilibre entre le sol et la structure sont marqués d'un point noir.

Les conséquences de ces régimes sont discutées dans les paragraphes suivants.

1) Régime plastique du sol déterminant ($H_{pl} > 0$ et $w_{pl} \leq w_{pl,structure}$, fig. 5.46a)

La phase plastique du comportement du sol est dans ce cas prépondérante. Toute structure ayant une résistance supérieure à l'asymptote plastique du sol trouve un équilibre (sauf rupture fragile prématurée). Le fait que le déplacement w_{pl} soit inférieur ou égal au déplacement $w_{pl,structure}$ assure la compatibilité entre les états plastiques du sol et de la structure. Sur la figure 5.46a, les structures ayant une résistance supérieure à H_{pl} trouvent un point d'équilibre (courbes A et B). La structure ne remplissant pas cette condition n'a pas une capacité suffisante (courbe C).

A l'état limite ultime lorsque la seule exigence est d'atteindre un état d'équilibre, un dimensionnement plastique de la structure est possible sur la base des pressions de contact provoquées par le sol dans son état plastique. Cela signifie que les états intermédiaires ne doivent pas être considérés ce qui permet de simplifier le calcul. Le calcul des charges peut ainsi être fait dans une première étape (par exemple par la théorie de la plasticité) alors que le calcul statique n'intervient que dans une deuxième étape. Une analyse couplée n'est pas forcément nécessaire.

Dans le cas de la paroi latérale en stade de construction, la solution proposée au chapitre 4.5 peut être utilisée dans cette optique.

Pour le comportement à l'état limite de service, soumis à des exigences concernant les déplacements et la fissuration, la représentation du comportement du sol par le plateau plastique est soumise à certaines limitations :

- si w_{pl} est petit et que les déplacements de la structure suffisent à atteindre l'état plastique du sol, cette hypothèse est suffisante,

- si w_{pl} ne remplit pas cette condition, le fait de négliger les phases intermédiaires du comportement du sol conduit à une sous-estimation des sollicitations dans la structure. L'erreur commise selon cette hypothèse dépend du rapport entre la valeur de la poussée généralisée au repos et la valeur plastique. En effet, si les redistributions entre ces deux états sont faibles, le calcul de la structure sous l'hypothèse d'un sol rigide-plastique est acceptable. Dans le cas contraire, cette hypothèse peut mener à un comportement insatisfaisant à l'état de service. Un tel exemple est représenté schématiquement à la figure 5.46d.

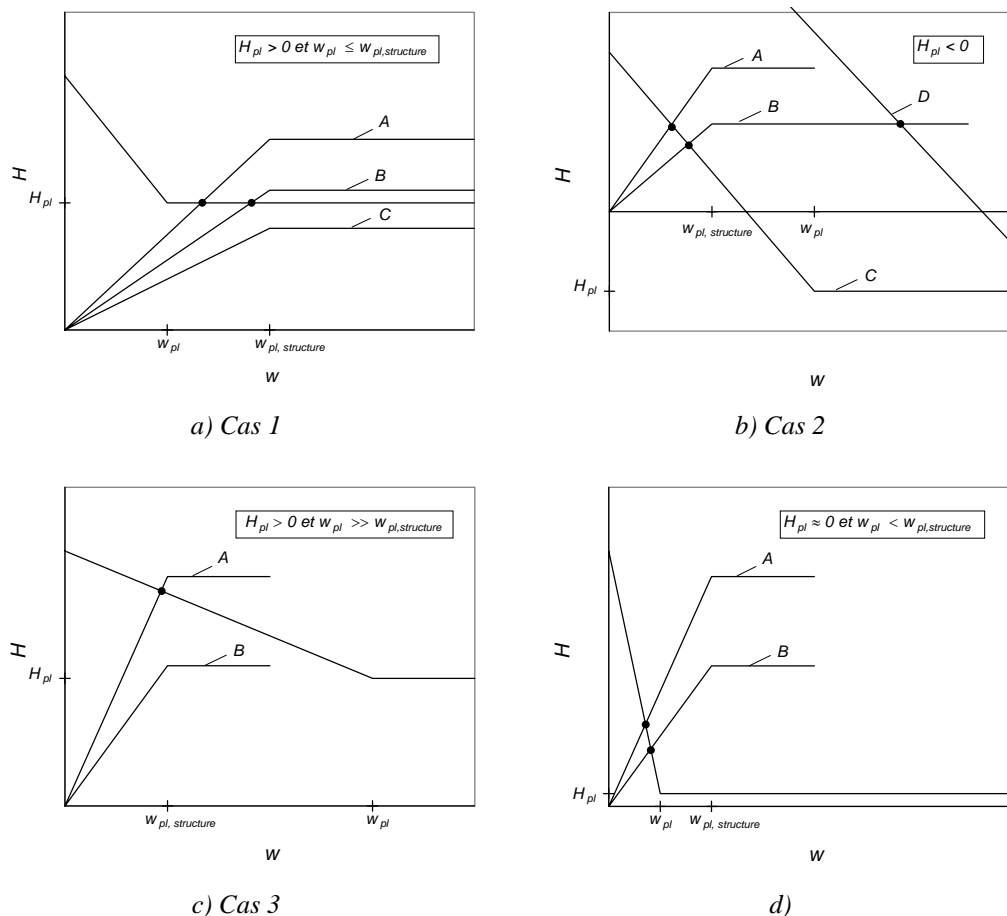


Figure 5.46: a), b) et c) Régimes de comportement principaux et d) autre cas se rapprochant du cas b

2) Régime élastique du sol déterminant ($H_{pl} < 0$, fig. 5.46b)

Cette condition rend un calcul plastique impossible puisque la poussée généralisée plastique du sol agit dans la direction opposée au mode de déformation admis pour la structure.

La prise en compte du comportement du sol dans sa phase élastique (et le cas échéant élasto-plastique) est donc indispensable pour déterminer les sollicitations dans la structure. Ceci rend une analyse couplée sol-structure indispensable.

Le comportement du sol est donc caractérisé par une courbe descendante (pente négative) coupant l'abscisse pour un déplacement caractéristique donné.

Si la structure a un comportement élastique linéaire parfaitement plastique (plateau illimité), cela signifie que l'équilibre est trouvé peu importe la structure choisie (voir figure 5.46b, courbe du sol C). Dans un tel cas, la rigidité de la structure joue un rôle prépondérant. Une diminution de la rigidité de la structure conduit à une diminution des sollicitations à supporter. Cela signifie que la prise en compte de la fissuration et de la plastification de la structure est avantageuse et permet de réduire les sollicitations calculées par rapport à un calcul élastique linéaire.

Si la structure a une capacité de déformation limitée, l'obtention d'un état d'équilibre n'est pas garantie. En effet, il est possible que la courbe caractéristique de la structure ne coupe pas la courbe caractéristique du sol (voir figure 5.46b, courbes A et D). Cette situation peut arriver :

- lorsque la poussée généralisée au repos et le déplacement pour lequel la poussée généralisée s'annule sont importants par exemple pour des propriétés du terrain très mauvaises (normalement pas le cas pour les remblais),
- lorsqu'un phénomène fragile diminue fortement la capacité de déformation de la structure,
- lorsque les effets du 2^{ème} ordre sont très importants.

A l'état limite ultime, le problème posé n'est plus un problème de résistance mais un problème de ductilité. Dans la majeure partie des cas, l'état de service devient déterminant pour le dimensionnement puisque la conception d'une structure ductile permet d'assurer un équilibre à l'état limite ultime.

L'importance des propriétés plastiques du sol sur le comportement du sol varie de cas en cas. L'analyse des exemples contenus dans ce rapport montre que dans certains cas le comportement du sol peut être obtenu précisément par un calcul élastique.

3) Régime intermédiaire ($H_{pl} > 0$ et $w_{pl} \gg w_{pl,structure}$, fig. 5.46c)

Dans cette situation, l'hypothèse d'un sol rigide-plastique conduit à deux problèmes :

- l'effet du sol sur la structure en service n'est généralement pas représenté correctement ce qui conduit à une sous-estimation des efforts dans la structure et à un comportement insatisfaisant, comme expliqué précédemment.
- le fait que le déplacement w_{pl} soit beaucoup plus grand que le déplacement nécessaire pour développer la résistance de la structure rend l'application d'un calcul plastique potentiellement critique. En effet, il n'est pas exclu dans ce cas que la capacité de déformation de la structure ne suffise pas pour atteindre la courbe du sol (courbe B sur la figure 5.46c).

L'application d'un calcul plastique nécessite de déterminer la capacité de déformation de la structure et de connaître le déplacement w_{pl} . Or ce dernier ne peut être connu que par un modèle tenant compte du comportement du sol dans sa phase élastique. Dans ce cas, l'emploi d'une méthode plastique perd son attrait.

Un calcul couplé sol-structure est donc préférable dans de tels cas.

Autres régimes

Les régimes discutés ci-dessus ne sont pas les seuls possibles. Les autres cas peuvent généralement être rattachés à l'un de ces régimes en fonction des phases de comportement déterminantes pour le sol en place et pour la structure considérée. L'exemple donné à la figure 5.46d se rapproche par exemple du deuxième régime présenté.

Influence des propriétés du sol sur le régime

L'appartenance à un régime dépend cependant des propriétés des matériaux, en particulier de ceux du sol puisque le déplacement w_{pl} est influencé par certaines propriétés. Ce déplacement dépend :

- des propriétés élastiques du sol et
- des phases de construction et du compactage

La phase de comportement prépondérante peut ainsi varier en fonction de ces éléments.

La poussée généralisée finale à l'état plastique ne dépend par contre que des propriétés de résistance du sol (pour la loi de comportement admise). Le compactage a certainement aussi une influence dans la mesure où il modifie les propriétés de résistance du remblai.

5.6.3 Analogie avec les ponts – déformations imposées et charges appliquées

Les régimes de comportement extrêmes sont donc ceux pouvant être caractérisés uniquement par le régime élastique du sol ou par le régime plastique.

L'analogie avec le domaine des ponts, représentée à la figure 5.47, peut être imaginée.

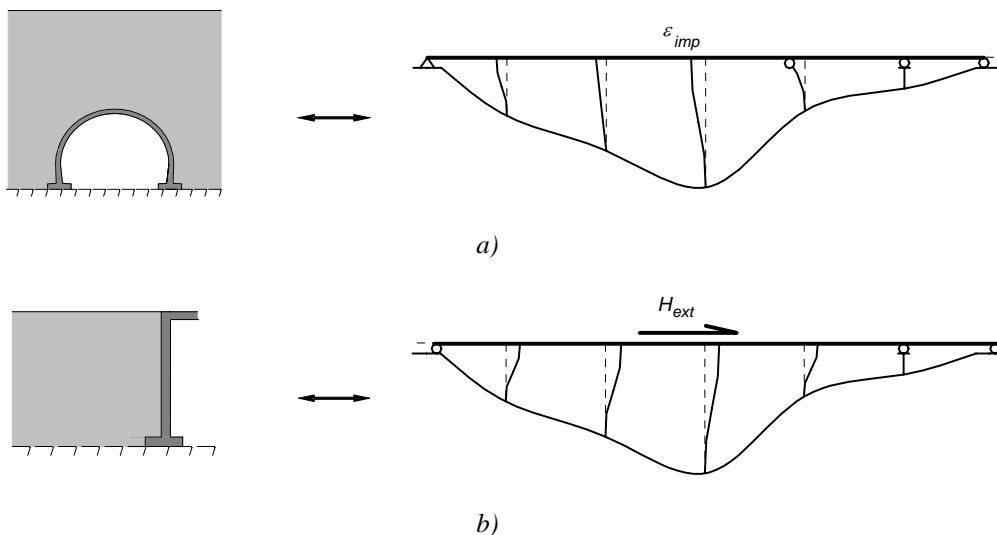


Figure 5.47: Analogie avec les ponts: a) déformations imposées et b) charges appliquées

Lorsque le régime élastique du sol est clairement déterminant, la problématique s'apparente au cas d'une structure soumise à des déformations imposées. Une situation de ce genre est celle rencontrée lors du dimensionnement des piles de faible hauteur d'un pont fixe. La résistance des piles à l'état final (liées au tablier) n'est en effet pas déterminante. Le dimensionnement est dans ce cas dicté par des critères à l'état limite de service liés au contrôle de la fissuration dans les piles sous un déplacement imposé

en tête de pile ainsi que par la ductilité à l'état limite ultime. Le dimensionnement consiste alors à choisir la rigidité de la pile de façon à permettre ces déplacements sans induire des sollicitations problématiques dans la structure. Une structure souple et un système statique faiblement hyperstatique sont alors favorables. La voûte soumise à un chargement symétrique sous une couverture de terre importante est un exemple de cette catégorie.

Lorsque le régime plastique du sol est clairement déterminant, le sol peut être considéré comme une charge appliquée constante. Cette situation est celle rencontrée lors du dimensionnement des piles d'un pont flottant. Le choix de la résistance des piles est alors souvent déterminant et les effets du 2^{ème} ordre doivent être pris en compte si les déplacements attendus sont jugés importants compte tenu de l'élanement de la pile. Les exigences à l'état de service doivent être vérifiées mais ne sont souvent pas critiques.

6 Dimensionnement à l'état limite ultime et recommandations

6.1 Définition de l'état limite ultime

6.1.1 Remarques préliminaires

Les exemples traités dans le chapitre 5 ont été abordés en utilisant des propriétés moyennes des matériaux avec dans certains cas des variations paramétriques pour en évaluer l'influence. Le but était de décrire le comportement de ces systèmes structuraux.

Dans la plupart des cas, les simulations effectuées peuvent être considérées comme des comportements probables à l'état de service puisque les propriétés correspondent à des propriétés moyennes habituelles pour les matériaux considérés.

Les tranchées couvertes doivent cependant satisfaire des exigences à l'état limite de service mais aussi à l'état limite ultime.

Les vérifications à l'état limite ultime nécessitent d'introduire une marge de sécurité sur les matériaux afin de réduire drastiquement la probabilité d'occurrence d'une ruine de la structure.

La marge de sécurité doit ainsi porter d'un côté sur la résistance de la structure et d'un autre côté sur les sollicitations donc indirectement aussi sur les propriétés du sol.

La discussion ci-dessous porte avant tout sur l'application de la méthode aux éléments finis pour les tâches de dimensionnement des tranchées couvertes et vise à clarifier la situation actuelle.

6.1.2 Formats actuels

Une comparaison de l'application des formats de sécurité proposés par la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998), par la SIA 267 (SIA 2003b) et l'EC7 (Eurocode 1995) est présentée à l'annexe D.

Celle-ci montre que les différentes approches possibles peuvent conduire à des résultats très différents et que la marge de sécurité qu'ils confèrent à la structure peut varier considérablement en fonction du régime de comportement déterminant.

La documentation OFROU constitue néanmoins une très bonne approche. Un nouveau format compatible avec la SIA 267 est cependant proposé dans les paragraphes suivants. Il vise à clarifier et à uniformiser la procédure actuelle.

6.1.3 Proposition d'un nouveau format

L'analyse du comportement des tranchées couvertes montre que le comportement est sensible aux propriétés du sol et de la structure et à la géométrie.

D'un autre côté, les incertitudes concernant les efforts calculés à l'état limite ultime concernent :

- les propriétés des matériaux, en particulier l'angle de frottement, la cohésion, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du sol et les propriétés de l'interface sol-structure. Le poids volumique du sol est généralement mieux maîtrisé.
- les lois de comportement des matériaux, en particulier celles du sol et de l'interface sol-structure qui constituent souvent une simplification du comportement réel,
- l'effet du compactage,
- la géométrie du remblai, en particulier sa hauteur en stade de construction et à l'état définitif.
- le modèle de calcul proprement dit.

Il est donc justifié d'agir sur ces différents niveaux lors de la détermination des sollicitations à l'état limite ultime.

Le format proposé dans la documentation OFROU semble le plus adapté pour étudier l'état limite ultime des tranchées couvertes (voir annexe D). Il doit cependant être complété explicitement pour tenir compte de l'incertitude sur les propriétés de résistance du sol. De plus, la définition des situations de risque n'est pas uniforme. La distinction entre « surcharge de terre » et « poussée des terres » peut être vue comme une complication. La définition des situations de risque reste dans tous les cas sujette à interprétation.

La proposition reprend par conséquent une bonne partie des idées contenues dans la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998).

Elle intervient à trois niveaux :

- 1) choix de propriétés de calcul X_d ,
- 2) choix d'un niveau de remblai de calcul a_d et
- 3) application d'un coefficient de modèle

Le format de sécurité utilisé pour déterminer la réponse de la structure est facilement applicable. Il est de plus éprouvé par la pratique dans le domaine des structures en béton armé. Il n'est donc pas remis en question.

Propriétés de calcul

Les propriétés de calcul X_d sont déterminées sur la base des valeurs caractéristiques inférieure ou supérieure en fonction de l'influence favorable ou défavorable sur le comportement. Cette démarche est conforme à la SIA 267 (chiffre 5.3.2) :

$$X_d = \frac{X_{k,0.05}}{\gamma_m} \quad \text{ou} \quad X_d = X_{k,0.95} \cdot \gamma_m \quad (6.1)$$

Les facteurs partiels γ_m sur les matériaux sont donnés au tableau 6.1. Pour les propriétés élastiques du sol, la proposition de Vollenweider et Pralong est suivie avec une légère modification. Pour le coefficient de Poisson, le facteur partiel est également remplacé par deux valeurs forfaitaires. Celles-ci sont cependant légèrement différentes aux valeurs préconisées par Vollenweider et Pralong. Pour les matériaux incompressibles (par exemple, sols argileux en conditions non drainées ; normalement ce type de sol n'est pas utilisé pour les remblais), une valeur $\nu_{d,max} = 0.5$ doit néanmoins être prise en compte.

Tableau 6.1: Coefficients partiels γ_m

Paramètre du terrain		Facteur partiel
Charge volumique du sol	γ_e	$\gamma_\gamma = 1.0$
Tangente de l'angle de frottement	$\tan\varphi'$	$\gamma_\varphi = 1.2$
Cohésion effective	c'	$\gamma_c = 1.5$
Module d'élasticité	E	$\gamma_E = 2.0$
Coefficient de Poisson	ν	$\nu_{d,min} = 0.2$ $\nu_{d,max} = 0.4^1$

¹pour les sols assimilables à des matériaux incompressibles $\nu_{d,max} = 0.5$

L'influence de l'interface sol-structure devrait également être considérée en choisissant des valeurs minimales et maximales pour les propriétés la caractérisant.

Prise en compte de l'incertitude sur le compactage

La question de la modélisation du compactage et de son effet est une question ouverte. Le compactage influence d'une part les propriétés du remblai et introduit d'autre part un état d'autocontrainte qui dépend non seulement du procédé de compactage mais aussi des propriétés de la structure et des étapes de remblayage.

Les valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques utilisées ensuite pour définir les valeurs de calcul se réfèrent alors aux propriétés du remblai après compactage.

Lorsqu'une loi de comportement élasto-plastique avec un critère de rupture de type Mohr-Coulomb est admise pour le remblai, il a déjà été mentionné au chapitre 5.2.4 que l'état d'autocontrainte pouvait être considéré indirectement par :

- le choix d'un coefficient de Poisson (selon l'équation 5.4)
- le choix d'un coefficient de poussée initiale K_0
- l'application d'une déformation imposée aux couches compactées

L'utilisation de lois de comportement plus complexes capables de reproduire correctement le processus de remblayage et de compactage permettrait certainement de tenir compte de cet effet de façon plus rigoureuse.

Prise en compte via le coefficient de Poisson

L'utilisation des valeurs forfaitaires du coefficient de Poisson (sans définir K_0) définies au tableau 6.1 permet de couvrir indirectement l'incertitude liée au compactage. L'étude menée au chapitre 5.3.1 sur la paroi latérale d'une tranchée couverte de type cadre en stade de construction a en effet montré qu'une modification du coefficient de Poisson conduisait principalement à une modification de la poussée au repos.

Il faut remarquer que la modification du coefficient de Poisson induit en plus un changement de la réponse du système sous l'effet d'autres actions et introduit donc une marge de sécurité supplémentaire.

La figure 6.1 illustre cet effet dans le cas d'une tranchée couverte réalisée dans la pente d'un remblai mis en place par couches successives. Ce mode de remblayage n'est pas optimal (voir exemple du chapitre 5.4.2). La masse de terre mise en place au-dessus du tunnel (figure 6.1b) sollicite les couches de remblai inférieures qui exercent alors une forte poussée horizontale contre la structure. L'incrément de contrainte horizontale induit par le poids de cette masse dépend dans ce cas directement du coefficient de Poisson admis pour le remblai. L'utilisation d'une valeur élevée de ce coefficient à l'état limite ultime introduit alors une marge de sécurité face à ce phénomène.

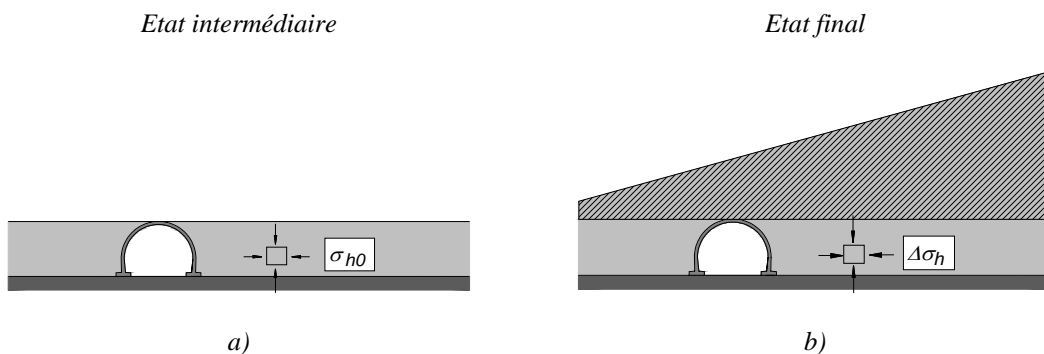


Figure 6.1: Influence du coefficient de Poisson sur les pressions exercées contre le tunnel dans le cas d'une tranchée couverte réalisée dans la pente d'un remblai

Prise en compte via le coefficient de poussée initiale

Si la géométrie du cas investigué est simple (surface libre horizontale) et si le logiciel utilisé le permet, l'incertitude concernant l'effet du compactage peut également être couverte en imposant un coefficient de poussée initiale K_0 minimal et maximal, selon les limites définies au tableau 6.2 qui, selon l'équation 5.4, sont équivalentes aux coefficients de Poisson admis au tableau 6.1.

L'application de ce coefficient lors de géométrie complexes est par contre difficile.

Tableau 6.2: Définition du coefficient de poussée initiale pour la prise en compte du compactage à l'état limite ultime

Coefficient de poussée initiale	K_0	$K_{0d,min} = 0.25$ ($v_{d,min} = 0.2$)
		$K_{0d,max} = 0.67$ ($v_{d,max} = 0.4$)

Prise en compte via une déformation imposée

Cette alternative est également envisageable. Des études théoriques et expérimentales supplémentaires sont cependant nécessaires pour quantifier la déformation imposée à appliquer. Cette option présente en outre l'avantage de considérer le compactage comme une action et est donc indépendante des propriétés intrinsèques du remblai admises dans le modèle de calcul.

Géométrie de calcul

La géométrie du remblai est adaptée de façon à créer une situation défavorable ayant une réalité physique. Ceci est fait en disposant une couche de remblai supplémentaire d'une épaisseur δh sur les zones défavorables pour la structure.

La documentation OFROU prévoyait une valeur forfaitaire relativement petite de $\delta h = 0.5$ m. Cette valeur était cependant accompagnée d'une augmentation de la surcharge de terre ou d'une modification des propriétés du remblai, grâce à la présence de deux types de situations de risque.

Pour plus de clarté, la distinction entre les situations de risque « surcharge de terre » et « poussée des terre » est abandonnée.

L'abandon de cette distinction est possible seulement si la modification des propriétés du remblai conduit dans tous les cas à une marge de sécurité suffisante. Les exemples du chapitre 5 ont montré que c'était généralement le cas sauf pour la dalle supérieure lors de faibles couvertures de terre. Dans ce cas, le sol joue le rôle d'une masse pesante dont l'effet sur la structure n'est que peu modifié par un changement des propriétés de résistance ou élastiques du sol.

La valeur δh est choisie selon les règles suivantes de façon à conserver la marge atteinte par la documentation OFROU dans le cas de la dalle supérieure en présence de faibles couvertures de terre (voir annexe C) :

$$\begin{aligned} \delta h &= 1 + (h_{mec} - 1) \cdot 0.5 \leq 2 \text{ m} \\ \text{et } \delta h &\geq 1 \text{ m} \end{aligned} \quad (6.2)$$

où h_{mec} est la hauteur de remblai intervenant activement dans le mécanisme de rupture considéré. La figure 6.2 montre la définition de h_{mec} pour les cas principaux.

La hauteur d'un remblai de calcul, déterminée depuis la base de la structure, h_{sd} s'écrit :

$$h_{sd} = h_s \pm \delta h \quad (6.3)$$

Cette démarche est également cohérente avec la SIA 267 (chiffre 5.3.1.2) qui permet de modifier les grandeurs géométriques de la manière suivante :

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a \quad (6.4)$$

La figure 6.2 montre une comparaison entre cette proposition et la documentation OFROU. On constate que la couverture de terre de calcul selon la proposition est légèrement supérieure pour des faibles couvertures de terre. Pour de grandes couvertures de terre, l'augmentation δh est bornée à 2 m. La différence négative comparée à la documentation OFROU est cependant compensée par le choix de propriétés de calcul, qui ont un effet croissant sur les sollicitations lorsque la couverture de terre augmente. Il faut noter aussi que l'effet d'une augmentation de la couverture de terre diminue lorsque la couverture de terre augmente.

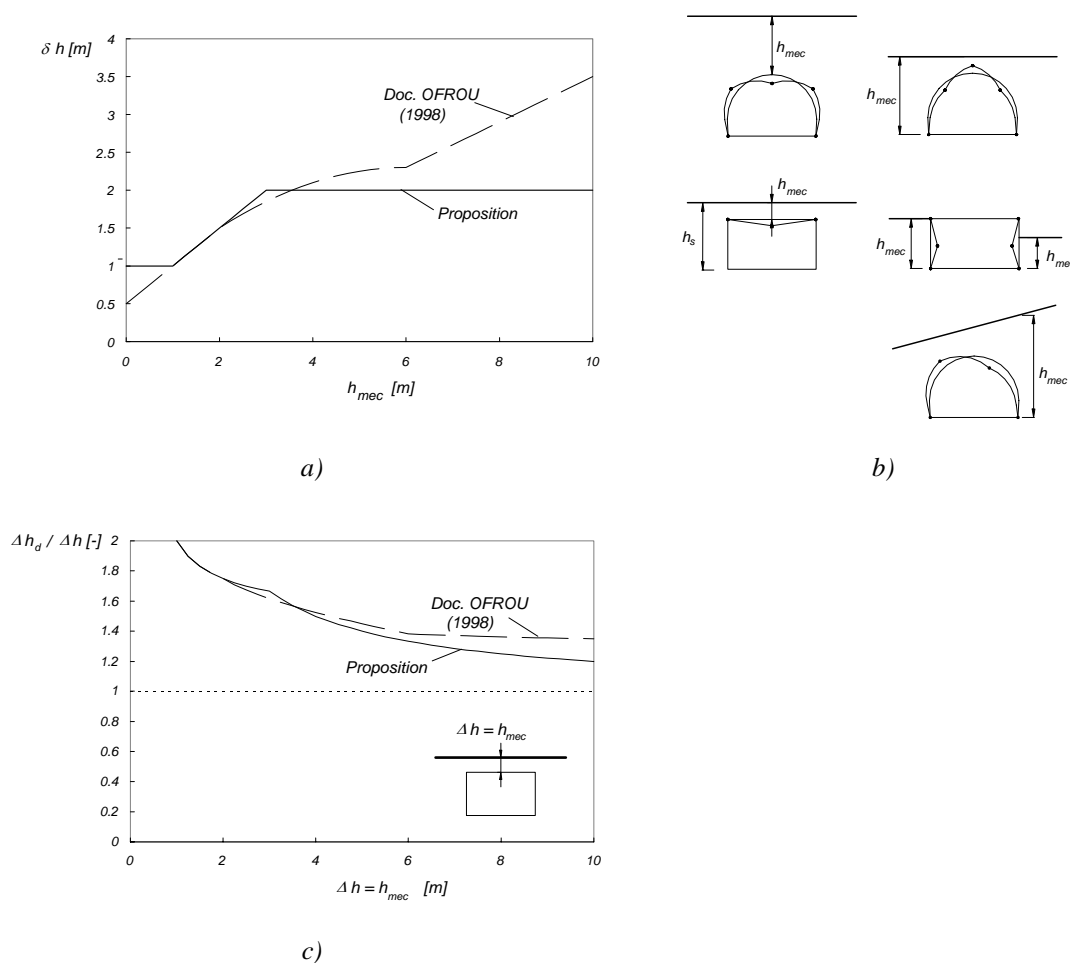


Figure 6.2: Comparaison de la proposition avec la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998): a) comparaison de δh en fonction de h_{mec} b) définition de h_{mec} et c) comparaison de la couverture de terre de calcul en fonction de la couverture de terre pour le cas de la dalle supérieure d'une structure cadre

Pratiquement, cette modification de la géométrie est effectuée en adaptant la hauteur de la totalité ou d'une partie du remblai selon la situation considérée et le mode de rupture étudié. Généralement, il suffit d'augmenter la hauteur du remblai dans la zone « active ». Si une partie du remblai participe à la résistance, l'effet d'une réduction de la hauteur du remblai doit aussi être évalué.

Lorsque la méthode aux éléments finis est employée, la couche de terrain supplémentaire peut soit être intégrée au modèle de calcul comme une extension du système structural, soit être simulée par une charge appliquée équivalente.

La valeur de δh peut paraître excessive en stade de construction. Elle est néanmoins jugée nécessaire pour assurer une sécurité suffisante face à une mauvaise exécution du remblai. Une dérogation à cette valeur est acceptée si des mesures sont prises sur le chantier pour garantir le suivi et le contrôle du procédé de remblayage. La valeur minimale ne devra pas être inférieure à $\delta h = 0.5$ m.

Le risque d'une modification du remblai durant la durée de vie de la structure doit également être évalué et le cas échéant pris en compte dans le calcul en définissant une valeur δh plus élevée.

Lors des phases de remblayage, une modification de la géométrie du remblai doit aussi être considérée pour les vérifications à l'état de service. Le but est d'éviter un endommagement de la structure durant une phase très courte qui pourrait affecter négativement la qualité de la structure pour toute sa durée de vie. Une valeur $\delta h = 0.5$ m peut être utilisée.

Coefficient de modèle

Le but du coefficient de modèle γ_s (facteur sur l'effet des actions selon SIA 267) est de couvrir les incertitudes liées à la modélisation des matériaux et au modèle de calcul.

Le coefficient doit cependant être adapté aux conséquences d'un écart entre le modèle et la réalité. La notion de capacité de redistribution entre le sol et la structure joue donc un rôle prépondérant.

Le coefficient de modèle doit être choisi selon les indications suivantes :

- lorsque la structure est fragile : $\gamma_s = 1.3$
- lorsque la structure est ductile : $\gamma_s = 1.15$
- lorsque la structure est ductile et que des redistributions importantes sont possibles : $\gamma_s = 1.0$

Cette distinction a pour but de favoriser la réalisation de structures ductiles qui ont une flexibilité accrue face aux déformations imposées, qui ne sont pas toujours prévisibles.

Dans le cas où des modèles fiables et éprouvés sont utilisés, et que ceux-ci conduisent avec certitude à une estimation des charges du côté de la sécurité, une dérogation est possible (réduction de γ_s).

Le coefficient de modèle est appliqué soit sur le moment de flexion, soit sur l'effort normal, de façon similaire à la documentation OFROU (voir annexes C et D).

Autres actions

L'effet d'autres actions, de l'eau en particulier, doit être considéré selon les normes SIA 260, 261 et 267. Ceci est généralement fait par l'application de coefficients partiels sur les charges caractéristiques ou en définissant un niveau d'eau maximal ou minimal.

6.1.4 Exemples et comparaison

Les figures 6.3 et 6.4 présentent le résultat de l'application de ce modèle au cas de la voûte sous couverture importante (figure 5.30) et au cas de la paroi latérale en stade de construction (figure 5.8). Ils correspondent aux deux régimes de comportement extrêmes. Le coefficient de modèle n'est pas inclus dans la comparaison présentée.

Les courbes caractéristiques du sol à l'état limite de service et à l'état limite ultime selon le format de sécurité proposé sont représentées par un trait continu de forte épaisseur, de même que les courbes caractéristiques de la structure à l'état limite de service et à l'état limite ultime.

Ces deux exemples montrent que l'application du format proposé conduit dans ces deux cas, représentatifs de deux régimes de comportement extrêmes, à une marge de sécurité par rapport à l'état limite de service, ceci tant en termes de résistance que de ductilité. Le format proposé est généralement un peu plus sécuritaire que les formats actuels.

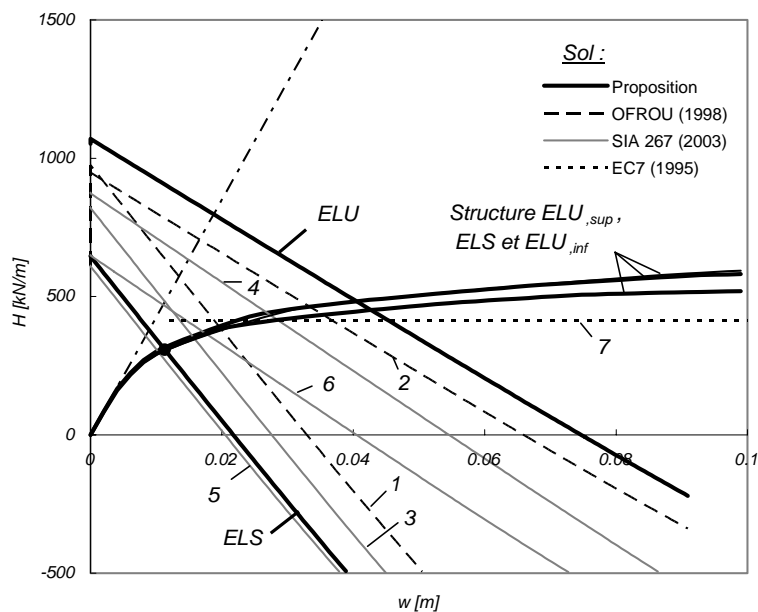


Figure 6.3: Application du format de sécurité proposé au cas de la voûte sous une couverture de terre importante

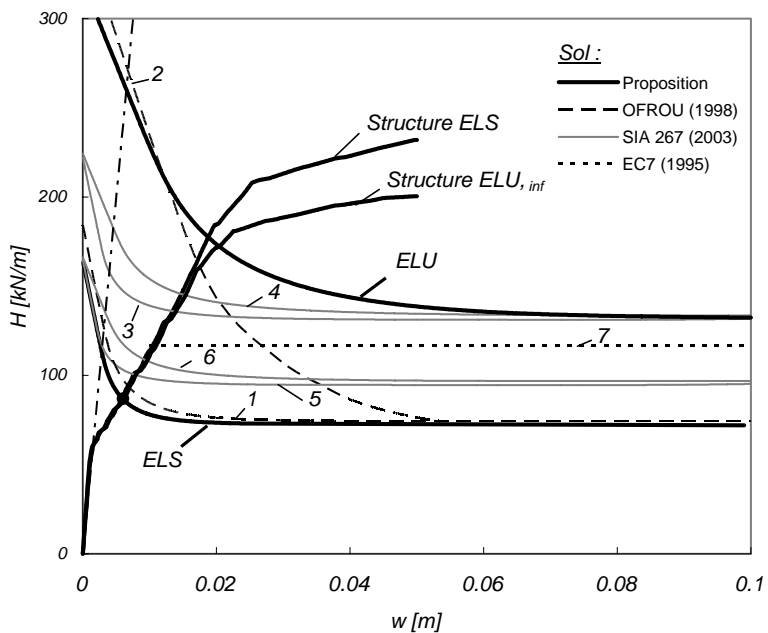


Figure 6.4: Application du format de sécurité proposé au cas de la paroi latérale en stade de construction

6.2 Recommandations

6.2.1 Conception

Section transversale

Le choix de la forme de la section transversale est d'abord dicté par des exigences pratiques et économiques. Des considérations statiques sont néanmoins utiles lorsqu'il s'agit de choisir entre une section de type cadre et une section de type voûte.

Le fonctionnement statique dépend non seulement de la géométrie de la structure mais aussi du chargement, donc de l'allure de la distribution des pressions de contact agissant contre la structure. La détermination de la ligne des pressions à l'état de service, même basée sur une estimation sommaire des pressions, constitue un outil de conception très efficace.

Pour les structures soumises à des chargements principalement symétriques, la section de type cadre est avantageuse lorsque la couverture de terre reste faible. Une évaluation de la résistance à la flexion mais surtout à l'effort tranchant de la dalle supérieure à l'état limite ultime permet d'estimer rapidement la faisabilité de cette variante. Pour de grandes couvertures de terre, l'emploi de sections de type voûte devient nécessaire.

La forme doit dans tous les cas être optimisée de sorte à limiter la flexion de la structure. La ligne des pressions peut être utilisée dans ce but.

Identification du régime de comportement

L'identification du régime de comportement auquel est soumise la structure est un élément clef pour la concevoir, la calculer et la dimensionner.

Les exemples présentés au chapitre 5 permettent de déterminer le régime de comportement dans les cas simples. Pour les autres cas, la méthode présentée dans ce même chapitre (courbes caractéristiques) peut être utilisée pour déterminer le régime de comportement. Une analyse de sensibilité en variant les propriétés élastiques et plastiques du sol (ou de la structure) à l'aide d'un modèle aux éléments finis est une alternative.

Pour la conception, il est d'abord primordial de savoir si le régime de comportement s'apparente à un cas de « charges appliquées » ou de « déformations imposées ». Dans le premier cas, le dimensionnement consiste en grande partie à choisir la résistance de la structure à l'état limite ultime (épaisseur et taux d'armature). Dans le deuxième cas, le choix porte en premier lieu sur la rigidité à l'état limite de service (épaisseur) et sur la ductilité de la structure à l'état limite ultime (choix constructifs).

Remblayage

L'étude du comportement des tranchées couvertes a montré que certaines zones du sol jouent le rôle de charges alors que d'autres participent à la résistance. Le rôle de chaque zone de remblai peut cependant varier lors du processus de remblayage.

Il convient donc d'éviter de créer des situations critiques suite à une mauvaise planification des étapes de remblayage. Pour les voûtes chargées symétriquement à l'état final, il convient d'éviter les trop fortes asymétries notamment lorsque le remblai ne dépasse pas encore le sommet de la structure.

Un programme de remblayage adapté permet aussi de profiter de ces effets.

De manière générale, il est judicieux de mettre en place et de compacter les zones de résistance (zones passives) avant de disposer les zones de sol « actives ».

Pour l'exemple de la voûte, le remblayage jusqu'au sommet est similaire à une précontrainte. Il convient alors de disposer la couche de remblai suivante d'abord sur la clef de la structure de façon à la solliciter dans le mode de comportement opposé (voir figure 6.5). Le remblai peut ensuite être disposé de part et d'autre. Lorsque la couverture de terre devient importante (en fin de remblayage), la procédure inverse peut devenir favorable.

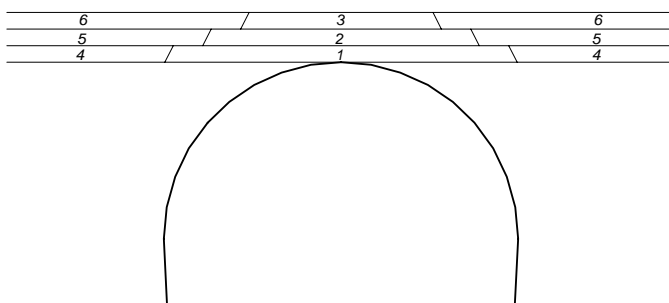


Figure 6.5: Etapes de remblayage favorables pour la voûte

Similairement, dans le cas d'une tranchée couverte réalisée dans une pente, il est nécessaire de mettre en place les zones travaillant en butée avant de trop charger la structure du côté actif de façon à garder une situation la moins asymétrique possible.

Une conception réfléchie du programme de remblayage peut alors devenir un complément très intéressant aux autres mesures de conception.

Compactage

L'étude menée a montré que la rigidité et la résistance de certaines zones étaient primordiales pour garantir un bon comportement de l'ouvrage. Un bon compactage de ces zones est alors indispensable pour garantir les propriétés admises lors du calcul.

Le procédé de compactage peut aussi mener à une augmentation des sollicitations en stade de construction. Il faut donc veiller à garantir que cela ne conduise pas à un endommagement de la structure.

6.2.2 Calcul

Modèles de comportement des matériaux

L'influence des hypothèses de calcul sur les sollicitations calculées a été mentionnée à plusieurs reprises au cours du chapitre 5. Le choix des modèles de comportement pour le sol et pour la structure doit être effectué en fonction du régime de comportement identifié.

Structure élastique linéaire et non linéaire

Lorsque le régime élastique du sol est déterminant pour l'équilibre, le choix du modèle de comportement pour la structure joue un rôle considérable.

L'hypothèse d'un calcul élastique linéaire de la structure conduit dans ce cas à une surestimation des sollicitations. Le calcul correct qui consiste à prendre en compte la fissuration et la plastification de la structure mène alors à une diminution des efforts mais aussi à une augmentation de la demande en ductilité.

Les cas concernés sont l'exemple de la voûte sous une couverture de terre importante, la voûte fortement sollicitée asymétriquement et le radier à l'état de service et à l'état ultime. Ceci est aussi vrai pour d'autres cas à l'état de service.

Sol élastique linéaire, élasto-plastique ou rigide plastique

Dans certains cas, le comportement du sol peut être simplifié sans introduire d'erreurs inacceptables. Les exemples traités dans le chapitre 5 donnent une indication pour les cas principaux où le sol peut être représenté avec une bonne précision par un comportement simplifié.

Dans le cas où les propriétés du sol correspondent à peu près aux propriétés admises dans cette étude, les simplifications suivantes sont admissibles :

- sol élastique : voûte sous couverture de terre importante
- sol rigide-plastique : paroi latérale
- sol comme une masse pesante : dalle supérieure sous une faible couverture de terre

Pour les autres cas, un comportement élasto-plastique doit être admis.

Choix des propriétés du sol

Le choix des propriétés du sol doit être effectué prudemment. L'identification du régime de comportement donne des indications précieuses sur les propriétés à considérer avec la plus grande attention et sur les propriétés pouvant être évaluées sur la base d'une information moins détaillée :

- lorsque le régime élastique du sol est déterminant, le module d'élasticité du sol (et dans une moindre mesure le coefficient de Poisson),
- lorsque le régime plastique du sol est déterminant, l'angle de frottement et la cohésion doivent être déterminés avec précaution.

Influence du mode de réalisation (avec ou sans fouille)

Dans les exemples traités dans le chapitre 5, il est implicitement admis que le tunnel repose directement sur la surface du terrain en place, cette surface étant admise horizontale. Un remblai infini (de part et d'autre de la structure) est alors mis en place. Cette situation plutôt théorique ne correspond pas toujours aux cas pratiques, notamment lorsque la structure est construite dans une fouille réalisée préalablement.

La géométrie est alors différente du cas théorique traité puisque le remblai n'occupe plus qu'un espace limité autour de la structure, le reste étant occupé par le terrain déjà en place qui présente des propriétés mécaniques différentes. Le comportement de l'ouvrage est alors modifié en conséquence.

Les mécanismes d'interaction entre le sol et la structure peuvent aussi être affectés par d'autres effets liés à la réalisation de la fouille.

Le phasage de la construction (excavation puis remblayage) influence inmanquablement la phase élastique du comportement du sol. Cet effet a déjà été illustré à travers l'exemple de la tranchée couverte réalisée dans la pente d'un remblai (chapitre 5.4.2).

L'excavation introduit aussi de nouvelles interfaces entre le remblai et le sol en place. Celles-ci peuvent présenter des propriétés mécaniques réduites et ainsi affecter le développement des arcs de décharge (conditions d'appui moins efficaces) ou créer des surfaces de glissements préférentielles induisant une modification des pressions de contact contre la structure. Cet effet influence alors tant la phase élastique que la phase plastique du comportement.

La figure 6.6 présente trois modes de construction possibles en pratique pour la réalisation d'une tranchée couverte avec (*B* et *C*) et sans excavation (*A*).

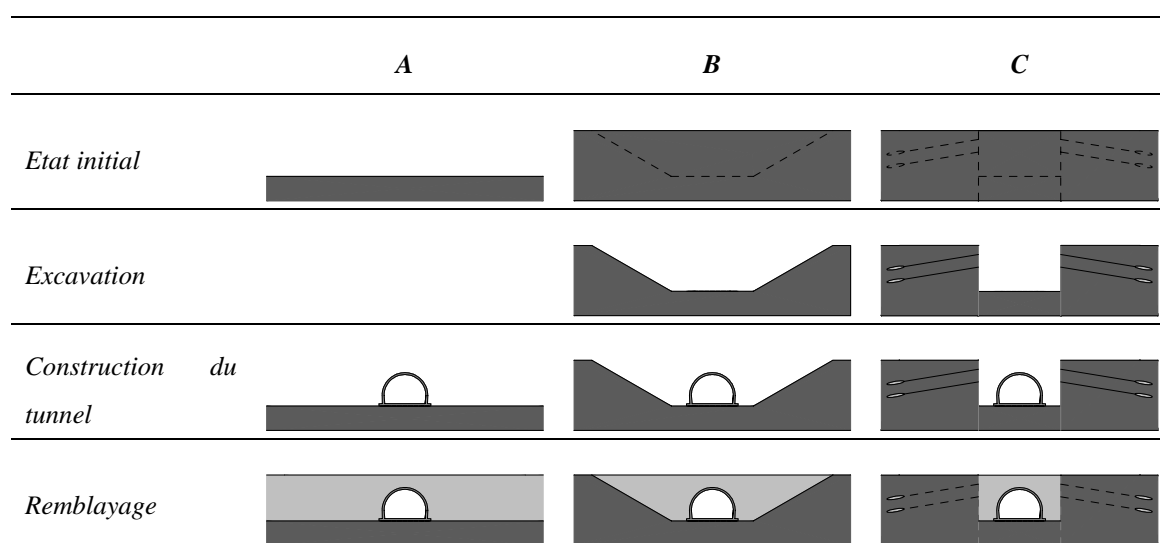


Figure 6.6: Différents modes de réalisation possibles pour une tranchée couverte:
 A: remblayage sur la surface existante, B: fouille talutée et C: fouille avec rideau de palplanches ancré

La réalisation d'une fouille talutée (*B*) introduit des nouvelles interfaces entre le terrain en place et le remblai (les talus) qui peuvent influencer le comportement. Lors de la réalisation d'une fouille avec rideau de palplanches ancré (*C*), les palplanches de la fouille constituent quant à elles des surfaces de glissement préférentielles (frottement acier sur remblai) qui affectent le comportement du système sol-structure.

Démontage des palplanches après remblayage

Dans cette dernière situation, le fait d'enlever les palplanches après le remblayage peut aussi avoir une influence sur le comportement. Le vide laissé par les palplanches est alors comblé par le remblai, qui subit une déformation imposée provoquant des redistributions de contraintes dans le sol et donc dans la structure. Cet effet est similaire à l'effet du compactage, la déformation imposée étant cependant de signe opposé.

Ces différents effets doivent par conséquent être reconnus par le projeteur, évalués et pris en compte lors du calcul de ces ouvrages.

Prise en compte des étapes de remblayage et du compactage

L'influence des étapes de remblayage sur le comportement de la structure dépend aussi du régime de comportement. Le niveau de détail à apporter à la prise en compte du remblayage et du compactage varie en fonction du régime de comportement déterminant.

Lorsque des très petits déplacements suffisent pour atteindre l'état plastique dans le sol, les étapes de remblayage peuvent être négligées.

Dans le cas contraire, lorsque l'équilibre du système sol-structure est trouvé dans la phase élastique du sol, le processus de remblayage et de compactage doit être simulé par des modèles prudents mais représentatifs.

L'effet du processus de remblayage et de compactage sur les sollicitations dans la structure est un problème d'interaction sol-structure complexe faisant intervenir de nombreux phénomènes. Des études théoriques et expérimentales sont encore nécessaires pour mieux comprendre cette problématique.

Prise en compte de l'eau

L'eau induit premièrement une charge supplémentaire (pression de l'eau) qui ne dépend pas de la déformée de la structure. Deuxièmement, elle influence les mécanismes d'interaction sol-structure lorsque ceux-ci reposent sur la plastification de certaines zones du sol. Ces effets favorables sont en effet diminués puisque les contraintes effectives, qui interviennent dans le critère de rupture du sol, sont réduites en présence d'une nappe phréatique statique.

Son effet peut être défavorable ou favorable en fonction du mécanisme de rupture et de la position de la nappe. Il doit dans tous les cas être évalué.

Selon la SIA 267 (SIA 2003b), l'effet d'action de l'eau est considéré en fixant les niveaux d'eau maximal et minimal, déterminés sur la base de niveaux d'eau caractéristiques dont la probabilité d'occurrence est inférieure à 1% sur la période concernée.

La stabilité de la structure vis-à-vis d'un soulèvement provoqué par la poussée d'Archimède doit aussi être considérée. Les normes SIA 260 (SIA 2003a) et SIA 267 donnent les indications pour couvrir ce risque.

Les situations hydrogéologiques particulières et leurs effets sur la structure seront examinés par des spécialistes.

Méthodes de calcul et formats de sécurité

Méthode aux éléments finis

La méthode aux éléments finis peut être utilisée pour modéliser et dimensionner le comportement des tranchées couvertes. Elle permet d'exploiter les possibilités de redistribution entre le sol et la structure et de concevoir des variantes adaptées au comportement effectif de ces ouvrages.

Son utilisation doit être confiée à des personnes expérimentées.

Une analyse de sensibilité portant sur les propriétés des matériaux, mais aussi sur les choix de modélisation doit être menée.

En particulier, les limites du modèle doivent être choisies de façon à ce qu'elles n'influencent pas le comportement de la structure ou de la fouille.

L'utilisation d'éléments de contact pour simuler l'interface entre la structure et le remblai est recommandée. L'absence de ces éléments peut conduire à des résultats erronés.

L'application du format de sécurité présenté au chapitre 6.1.3 permet de procéder au dimensionnement de ces structures à l'aide de la méthode aux éléments finis.

Méthode aux modules de réaction

La méthode aux modules de réaction conduit à une représentation très simplifiée de l'interaction sol-structure. Une comparaison effectuée sur deux cas typiques donnée à l'annexe E montre que cette méthode peut néanmoins être utilisée pour dimensionner les cas simples suivants :

- les tranchées couvertes de type cadre avec une faible couverture de terre (dans une situation à peu près symétrique)
- les tranchées couvertes de type voûte sous un chargement à peu près symétrique moyennant la réalisation d'une structure ductile. Une rupture par éclatement d'enrobage ou par effort tranchant doit être évitée par des mesures constructives appropriées (mise en place d'étriers dans les zones fortement sollicitées à l'effort tranchant, limitation des poussées au vide ou mise en place d'étriers dans les zones de fort moment positif). Un bon compactage des remblais est aussi nécessaire.

Les règles de dimensionnement pour la méthode aux modules de réaction contenues dans la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998) doivent alors être appliquées. Un positionnement face à la SIA 267 (SIA 2003b) est encore nécessaire.

Une analyse de sensibilité portant sur le module de réaction et sur sa distribution le long de la structure est aussi nécessaire.

La méthode aux modules de réaction est par contre jugée insuffisante pour analyser les cas plus complexes ou particuliers pour lesquels l'expérience sur des ouvrages similaires est limitée.

Calcul avec ou sans redistributions plastiques importantes

Les structures en béton armé hyperstatiques ont la capacité à redistribuer plastiquement les efforts. Les tranchées couvertes ont une capacité supplémentaire grâce aux redistributions possibles dans le sol.

Les redistributions plastiques nécessaires pour développer la résistance de la structure dépendent néanmoins du modèle de calcul admis. Par exemple, des redistributions non négligeables pourront être nécessaires dans le cas d'une voûte sous une couverture de terre importante si le dimensionnement est effectué sur la base d'un calcul faisant l'hypothèse erronée d'une structure élastique linéaire non fissurée. Le choix de la rigidité admise pour la détermination des efforts à l'état limite ultime est dans ce cas très important.

Le bénéfice de ces redistributions n'est utilisable que si la structure présente une ductilité suffisante.

Eléments rectilignes

Les éléments rectilignes d'épaisseur importante, tels que la dalle supérieure et le radier n'offrent qu'une faible capacité de déformation si aucun étrier n'est disposé pour assurer la reprise de l'effort tranchant.

Un calcul plastique de ces éléments avec de grandes redistributions plastiques n'est pas envisageable et doit donc être exclu si aucun étrier n'est prévu. On procédera alors à un dimensionnement des sections (et de l'armature) sur la base des efforts calculés à l'aide d'une rigidité représentative de la structure (rigidité réduite pour tenir compte de la fissuration) sans admettre la formation de rotules plastiques.

La mise en place d'étriers dans les zones fortement sollicitées à l'effort tranchant rend alors possible un calcul avec des grandes redistributions plastiques.

Eléments courbes

La ductilité des éléments courbes peut être limitée par l'éclatement de l'enrobage intérieur. Dans les éléments sans étriers, la résistance à ce phénomène est assurée par la résistance à la traction du béton. La rupture est alors très fragile. Les essais effectués ont permis de formuler des règles simplifiées pour améliorer la vérification de ce mode de rupture (annexe B).

Un calcul plastique avec de grandes redistributions n'est possible que si les poussées au vide provoquées par l'armature restent suffisamment faibles même après plastification. Pour un rayon de courbure habituel ($R = 5.15\text{m}$) et un espacement entre barres $s = 0.15\text{ m}$, le diamètre maximal autorisé lors d'un calcul avec de grandes redistributions est de $\varnothing = 16\text{ mm}$.

Si la résistance à l'éclatement de l'enrobage n'est pas suffisante, des étriers doivent être disposés pour reprendre les poussées au vide dans les zones fortement sollicitées par un moment de flexion positif (traction à l'intérieur du tunnel).

La résistance à l'éclatement de l'enrobage est influencée très négativement par la présence de joints de recouvrement. Il est essentiel que ceux-ci soient prévus dans des zones peu sollicitées. Il convient alors d'adapter le schéma d'armature en conséquence.

Si la forme de la structure est bien choisie, l'effort tranchant reste faible et ne doit par conséquent pas être limitatif, d'autant plus qu'un effort normal de compression est généralement présent. La résistance à l'effort tranchant doit cependant être évaluée.

Manque de ductilité lors d'un calcul sans grandes redistributions

La rupture à l'effort tranchant et l'éclatement de l'enrobage peuvent aussi être déterminants dans un calcul sans grandes redistributions plastiques. Ces modes de rupture doivent être évalués avec soin.

C'est pourquoi un coefficient de modèle plus important est préconisé dans ce cas.

Mise en place d'étriers dans la structure

L'étude effectuée a montré que la disposition d'étriers dans la structure en béton armé améliore sensiblement le comportement, ceci tant pour les éléments rectilignes (effort tranchant) que pour les éléments de voûte (éclatement de l'enrobage). Ils contribuent à améliorer la qualité de la structure.

Pour cette raison, la mise en place d'étriers, particulièrement dans les zones sensibles aux phénomènes fragiles énoncés, est fortement recommandée et encouragée.

Ceci est notamment le cas pour la dalle supérieure d'une structure cadre, où une solution avec étriers est jugée plus favorable (du point de vue structural) qu'une solution avec goussets aux encastresments de la dalle dans les parois.

Pour les voûtes, la réalisation de voûtes plus minces rendues ductiles par de telles armatures est aussi une alternative à considérer lorsque la situation (chargement symétrique, sol de bonne qualité et bien compacté,...) le permet.

Les conséquences pratiques (exécution) et économiques doivent néanmoins être évaluées de cas en cas. Dans certains cas, l'utilisation d'étriers peut conduire à des solutions intéressantes et concurrentielles, par exemple lorsque ceux-ci sont utilisés pour réaliser des cages d'armature préfabriquées.

7 Conclusions et travaux futurs

La recherche effectuée sur les tranchées couvertes, ou tunnels exécutés à ciel ouvert, apporte une contribution théorique à la compréhension du comportement de ces ouvrages jusqu'à l'état limite ultime.

Une méthode simplifiée inspirée de la méthode convergence-confinement a été développée puis appliquée systématiquement à plusieurs cas représentatifs. Cette méthode, basée sur le mécanisme de rupture de la structure, donne une solution approchée de l'état d'équilibre entre le sol et la structure. A ce titre, elle constitue un outil de conception car elle facilite la compréhension des mécanismes d'interaction sol-structure complexes caractéristiques de ces ouvrages. L'influence des paramètres géométriques et mécaniques principaux a ainsi pu être évaluée, permettant alors de tirer des enseignements utiles à la conception et au dimensionnement des structures.

Régimes de comportement

La conclusion principale de ce travail est la mise en évidence de plusieurs régimes de comportement qui peuvent être exprimés en fonction des déplacements nécessaires à activer les états plastiques du sol et de la structure ainsi que de la valeur de la poussée généralisée du sol à l'état plastique. Trois régimes principaux d'un intérêt pratique particulier sont mis en évidence :

- 1) Lorsque le régime plastique du sol est clairement déterminant, le comportement est dicté principalement par les propriétés de résistance du sol. A l'état limite ultime, le dimensionnement consiste alors à choisir la résistance de la structure de manière à supporter les pressions de contact correspondant à l'état plastique du sol. Le sol peut dans ce cas être considéré comme une simple charge appliquée constante, puisque les pressions ne sont plus fonction de la déformation de la structure. L'interaction entre le sol et la structure peut être simplifiée et le calcul peut être effectué en découplant l'analyse du sol et de la structure.
- 2) Lorsque le régime élastique du sol est clairement déterminant, l'équilibre de la structure est influencé par les propriétés élastiques du sol, le mode de construction et le comportement de la structure. La situation s'apparente alors à un cas de « déformations imposées » et est caractérisée par une diminution des sollicitations lorsque la déformation de la structure à l'équilibre augmente. L'étude de tels systèmes n'est possible que par une analyse couplée sol-structure. Le dimensionnement de la structure consiste alors à choisir une rigidité suffisamment faible pour limiter les sollicitations dans la structure et ainsi contrôler la fissuration à l'état de service. A l'état limite ultime, la vérification consiste à s'assurer que la ductilité de la structure est suffisante pour supporter les déformations imposées prévues. Les effets du second ordre peuvent néanmoins devenir déterminants si la structure est très élancée et qu'elle doit subir des déplacements très importants.
- 3) Un cas intermédiaire est obtenu lorsque la poussée généralisée plastique du sol est positive mais que des déplacements très importants sont nécessaires pour atteindre cet état. Dans ce cas, il est probable que le déplacement maximal supporté par la structure soit inférieur au déplacement nécessaire pour

développer l'état plastique dans le sol. A l'état limite ultime, la ductilité limitée de la structure peut empêcher un calcul plastique et rendre nécessaire une analyse couplée sol-structure.

Paroi latérale en stade de construction à la ruine

Un mécanisme cinématiquement admissible a été proposé pour estimer la résistance de la paroi nécessaire à assurer l'équilibre. La solution ainsi déterminée, qui est une borne supérieure au sens de la théorie de la plasticité, concorde très bien avec les résultats obtenus par la méthode aux éléments finis.

La connaissance d'une solution plastique est dans ce cas utile car l'étude menée au chapitre 5 a montré que l'état limite ultime de la paroi était dicté par le régime plastique du sol (régime 1 ci-dessus), ce qui rend possible un calcul plastique.

La connaissance d'une solution plastique dans la plupart des autres cas n'est pas utile puisqu'il a été démontré que l'état plastique du sol n'était pas compatible avec la structure, soit parce que cet état nécessitait des déplacements non supportés par la structure, soit parce qu'il confèrait une résistance trop importante qui conduirait à une résistance nulle de la structure (respectivement régimes de comportement 3 et 2 ci-dessus)

Format de sécurité à l'état limite ultime

L'étude menée a permis de confronter différents formats de sécurité pour évaluer l'état limite ultime de ces structures lorsque cette méthode est utilisée.

L'approche proposée dans la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998) est jugée la plus satisfaisante compte tenu de la palette très variée des cas rencontrés en pratique.

Un nouveau format est néanmoins proposé afin d'uniformiser la procédure de dimensionnement, de garantir son applicabilité à toutes les situations rencontrées et de la rendre compatible avec la nouvelle génération de normes SIA. Cette proposition comprend :

- 1) la suppression de la distinction entre les situations de risque « surcharge de terre » et « poussée des terres »
- 2) la généralisation des coefficients partiels pour définir les valeurs de calcul des propriétés du sol, en incluant aussi les propriétés de résistance selon la SIA 267
- 3) l'utilisation d'une géométrie de calcul qui permet de couvrir les incertitudes liées à la géométrie du remblai
- 4) l'application d'un coefficient de modèle variable en fonction des capacités de redistributions possibles, définies par la géométrie du cas traité mais aussi par la ductilité de la structure

La considération du compactage à l'état limite de service et à l'état limite ultime doit encore être précisée.

Ce format de sécurité reprend en grande partie les idées présentes dans la documentation OFROU. Il respecte les principes de la norme SIA 267 (SIA 2003b).

Limites de ductilité de la structure

La ductilité de la structure joue un rôle prépondérant pour garantir ou non l'exploitation des réserves de capacité offertes par le sol.

L'étude du comportement de la structure en béton armé a permis de mettre en évidence les limites de ductilité critiques pour les tranchées couvertes.

Pour les tranchées couvertes de type cadre, la capacité de déformation de la dalle supérieure est très faible si aucun étrier n'est disposé dans les zones fortement sollicitées à l'effort tranchant. La disposition d'une telle armature est recommandée.

Pour les tranchées couvertes de type voûte, le phénomène d'éclatement du béton d'enrobage peut limiter la capacité de déformation de la structure. Des essais réalisés en laboratoire ont montré que la résistance à ce phénomène était influencée négativement par les déformations plastiques de l'armature. La norme SIA 262 (art. 5.2.7.1, SIA 2003c) qui ne tient pas compte de cet effet est jugée insuffisante. Si aucun étrier n'est disposé pour reprendre les poussées au vide provoquées par l'armature courbe, les contraintes de traction dans le béton doivent être limitées assez fortement pour permettre un calcul avec de grandes redistributions plastiques.

La présence de joints de recouvrement a également un effet négatif sur ce phénomène. Le schéma d'armature doit donc tenir compte de cet effet.

Etat limite de service

La problématique de l'état limite de service des tranchées couvertes n'a pas été approfondie dans cette étude. La méthode présentée permet néanmoins d'évaluer le comportement de ces ouvrages à l'état limite de service. La détermination du point d'équilibre sous des conditions de service permet en effet de vérifier si la fissuration et les déformations sont acceptables.

Travaux futurs

La thèse apporte une contribution dans le domaine des tranchées couvertes. Néanmoins, certains aspects touchant au comportement de ces ouvrages n'ont pas pu être traités ou n'ont été traités que superficiellement.

Concernant la structure en béton armé (chapitre 2), un modèle théorique doit encore être développé pour :

- 1) déterminer la résistance à l'effort tranchant d'éléments sans étriers lors de la plastification des armatures et pour estimer leur capacité de déformation plastique. Une connaissance fiable de ces caractéristiques permettrait d'évaluer la capacité réelle de certaines structures, les dalles supérieures et les radiers en particulier, et de déterminer la participation du sol effectivement mobilisable.
- 2) déterminer la résistance à l'éclatement d'enrobage d'éléments courbes fléchis qui tiennent compte des mécanismes d'adhérence en phases élastique et plastique de l'armature. Un modèle liant ce phénomène à la capacité de déformation de l'élément de structure serait aussi utile pour les raisons évoquées au point 1. Des essais phénoménologiques doivent aussi être réalisés pour mieux comprendre les mécanismes en jeu et évaluer l'influence des paramètres principaux.

Concernant l'analyse effectuée à l'aide de la théorie de la plasticité (chapitre 4), des développements suivants seraient souhaités :

- 3) étude de bornes inférieures pour le cas de la paroi latérale en stade de construction, afin de pouvoir procéder à un dimensionnement du côté de la sécurité
- 4) étude de solutions pour les autres cas caractérisés par un régime plastique déterminant

L'étude menée au chapitre 5 se base sur certaines hypothèses simplificatrices. Une comparaison avec des essais sur modèles réduits (analogiques ou non) ou avec des mesures in situ serait nécessaire pour valider totalement les hypothèses admises et les phénomènes reproduits. Cela concerne principalement :

- 5) le choix d'une loi de comportement élastique parfaitement plastique dilatant obéissant à un critère de Mohr-Coulomb et de lois plus avancées avec écrouissage pour modéliser le sol. Des règles permettant de choisir les propriétés de résistance en fonction notamment du niveau de déformation attendu sont nécessaires.
- 6) la caractérisation du comportement des interfaces sol-structure. Des essais sont alors nécessaires pour définir les lois de comportement et les propriétés de ces interfaces (avec et sans étanchéité).
- 7) l'influence de conditions de réalisation particulières sur les phénomènes mis en évidence. Les conditions admises dans l'étude du chapitre 5 sont plutôt théoriques. Des problèmes particuliers liés par exemple à la réalisation d'une fouille (talutée, avec rideau de palplanches) doivent encore être discutés.
- 8) l'effet de différentes conditions d'appuis pour la structure (sol mou, encastrement partiel dans la fondation,...) doit encore être évalué.

Des réflexions et des études théoriques complémentaires sont encore souhaitables, notamment :

- 9) pour évaluer le couplage éventuel entre les différents mécanismes étudiés. La méthode proposée isole effectivement certaines parties de la structure (radier, paroi ou dalle) pour procéder à leur analyse. Certaines parties du sol peuvent alors avoir différentes fonctions selon le mécanisme considéré. Une zone active selon un mécanisme peut par exemple devenir une zone passive selon un autre mécanisme. L'interaction entre ces différents effets doit encore être étudiée.
- 10) concernant d'autres mécanismes envisageables.
- 11) pour évaluer l'influence d'une répartition non uniforme et constante de l'armature dans la structure (et de son épaisseur), basée par exemple sur un prédimensionnement élastique avec une rigidité représentative de la structure, sur le comportement.

Des phénomènes particuliers importants n'ont pas été traités dans cette étude, ou que superficiellement. Les phénomènes suivants devraient encore être étudiés en détail :

- 12) l'effet du remblayage et du compactage sur le comportement devrait être précisé. Des recherches expérimentales et théoriques sont souhaitées.
- 13) l'effet de l'eau dans des situations particulières (écoulement)

- 14) les effets du 2^{ème} ordre dans le cas des voûtes qui ne peuvent généralement pas être inclus dans la méthode proposée
- 15) le comportement de ces ouvrages dans le temps (fluage et retrait du béton, comportement viscoélastique des sols)
- 16) les effets tridimensionnels qui n'ont pas été considérés dans cette étude

Concernant le format de sécurité proposé,

- 17) le choix des valeurs de calcul admises pour le coefficient de Poisson et la prise en compte des incertitudes sur l'effet du compactage doivent encore faire l'objet de réflexions. Plus généralement, ce format de sécurité devrait être appliqué à des exemples concrets pour en évaluer la pertinence.

Références bibliographiques

AFTES , *Stabilité des tunnels par la méthode convergence-confinement*, Tunnels et ouvrages souterrains, Vol. 32, France, **1979**.

AFTES , *Recommandations pour l'emploi de la méthode convergence-confinement*, Tunnels et ouvrages souterrains, Vol.59, p. 218-238, France, **1983**.

Ansys Inc. , *Ansys 8.1 user manual*, **2004**.

Atkinson J. H., Brown E. T. et Potts M. , *Collapse of shallow unlined tunnels in dense sands*, Tunnels and Tunneling, Vol. 7/3, p. 81-87, **1975**.

Bachmann H. , *Zur plastizitätstheoretischen Berechnung statisch unbestimmter Stahlbetonbalken*, IBK Bericht, Bericht Nr. 13, 188 p., Zürich, Suisse, juillet, **1967**.

Baron M. J. , *Shear strength of reinforced concrete beams at points of bar cutoff*, ACI Journal, pp. 127-134, janvier, **1966**.

Barton N., Lien R. et Lunde J. , *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports*, Rock Mechanics, Vol. 6/4, **1974**.

Bechmann M. , *Note sur divers types de stations souterraines établies dans des voies étroites pour le chemin de fer Nord-Sud de Paris*, Annales des Ponts et Chaussées, Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, Mémoire n°47, 8ème série, 8ème année, tome XLVI, Paris, France, juillet, **1901**.

Bigaj A. J. , *Bond behaviour of deformed bars in NSC and HSC*, Stevin Laboratory, Faculty of Civil Engineering, TU Delft, Report 25.5-95-II, 132 p., Delft, Pays-Bas, septembre, **1995**.

Bigaj A. J. et Walraven J. C. , *Size Effects in Plastic Hinges of RC Members*, Heron, Vol. 47 n°1, p. 53-75, Delft, Pays-Bas, **2002**.

Bischoff N. et Zuber P. , *Tunnelgewölbe unter höher Aufsüttung. Vergleich zwischen Projektierungsannahmen und Messungen in der Tagbaustrecke*, Schweizerische Bauzeitung, 94. Jahrgang, Heft 17, Suisse, **1976**.

Bouvard-Lecoanet A., Colombet G. et Esteuille F. , *Ouvrages souterrains: conception, réalisation, entretien*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, **1992**.

Brinch Hansen J. , *Earth pressure calculation*, The danish technical press, The Institution of Danish Civil Engineers, Copenhagen, Danemark, **1953**.

Brinch Hansen J. et Lundgren H. , *Hauptprobleme der Bodenmechanik*, Springer-Verlag, 282 p., Berlin, Allemagne, **1960**.

Caquot A. et Kerisel J. , *Traité de mécanique des sols*, Paris, France, **1956**.

CEB , *CEB-FIP Model Code 1990*, Comité Euro-International du béton (CEB), Thomas Telford Publishing, 460 p., London, Angleterre, **1993**.

CEB , *Ductility of reinforced concrete structures - Synthesis Report and Individual Contributions*, CEB (Comité euro-international du béton), Bulletin 242, 332 p., Lausanne, Switzerland, mai, **1998**.

Chen W. F. , *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier scientific publishing company, **1975**.

Clayton C. R. I., Militisky J. et Woods R. I. , *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*, **1993**.

Corbetta A., Bernaud D. et Nguyen Minh D. , *Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude*, Revue française de la géotechnique, n°54, pp. 5-11, France, **1991**.

Cubus AG , *Statik 4 manuel*, Lausanne, Suisse, **2002**.

Descoeudres F. , *Mécanique des roches*, Polycopié EPFL, Lausanne, Suisse, **1989**.

Egger P. , *Ouvrages souterrains. Documents annexes*, Polycopié EPFL, Lausanne, Suisse, **2001**.

Eurocode , *Eurocode 7, Calcul géotechnique, Partie 1: règles générales, ENV 1997-1, SIA V 193.001*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 139 p., Zürich, Suisse, **1995**.

Eurocode , *Eurocode 7 Calcul géotechnique - Partie 1 : Règle générale, prEN 1997-1, final Draft*, 175 p., novembre, **2004**.

Fein H. D. et Zwissler U. , *Aufnahme von Umlenkkraften aus stetig gekrümmten Bewehrungsstäben durch den Beton*, Die Bautechnik, Vol. 51, Heft 2, pp. 58-61, Berlin, Allemagne, février, **1974**.

Fernández Ruiz M., Muttoni A. et Gambarova P. , *FEM modelling of bond mechanics in reinforced concrete and agreement with test results*, ASCE Journal of Structural Engineering, Reston, USA, to be published, **2006**.

Fernández Ruiz M., Muttoni A. et Gambarova P. , *Analytical modelling of the pre- and post-yield behaviour of bond in reinforced concrete*, ASCE Journal of Structural Engineering, Reston, USA, to be published, **2006**.

FIB , *Bond of reinforcement in concrete*, fib bulletin, Fédération Internationale du Béton - fib Bulletin n°10; state-of-art report prepared by Task Group Bond models, 10, 427 p., Lausanne, Suisse, août, **2000**.

Franz G. C. et Fein H. D. , *Betonversuche mit Baustahlgewebe-Bewehrungen für Rohre und Tunnelverkleidungen, Versuchsreihe 2*, Baustahlgewebe Berichte aus Forschung und Technik, Heft 8, 52 pp, Düsseldorf-Oberkassel, Allemagne, **1971**.

- Gómez Navarro M.** , *Concrete cracking in the deck slabs of steel-concrete composite bridges*, Thèse, EPFL, n°2268, 205 p., Lausanne, Suisse, **2000**.
- Guandalini S.** , *Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé*, Thèse de doctorat, N. 3380 (2005), 289 p., Lausanne, Suisse, décembre, **2005**.
- Herzog M.** , *Die Traglast des Balkens auf nachgiebiger Unterlage*, Bautechnik, 9, pp. 317-319, Berlin, Allemagne, septembre, **1987**.
- Heyman J.** , *Coulomb's memoir on statics, an essay in the history of civil engineering*, Cambridge University Press, Cambridge, Angleterre, **1972**.
- Intichar M.** , *Untersuchung der Interaktion zwischen Verbundspannungen und Umlenkspannungen*, 95 p., Graz, Autriche, septembre, **2002**.
- Intichar M., Ebner M. et Sparowitz L.** , *Umlenkkräfte in gekrümmten Stahlbetonbalken*, ÖIAZ, Vol.149 Heft 1, pp. 11-16, Autriche, **2004**.
- Kani M. W., Huggins M. W. et Wittkopp R. R.** , *Kani on Shear in Reinforced Concrete*, 226 p., Toronto, Canada, **1979**.
- Kenel A.** , *Biegetragverhalten und Mindestbewehrung von Stahlbetonbauteilen*, ETH, Dissertation Nr 14874, 115 p., Zürich, Suisse, décembre, **2002**.
- Kim K. et Yoo C. H.** , *Design loading on deeply buried box culverts*, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, ASCE, janvier, **2005**.
- Kovári K. et Tisa A.** , *Computational Models for cut-and-cover tunnels based on field measurement*, 4th Int. Conf Num. Meth. in Geomechanics, **1982**.
- Kovári K. et Tisa A.** , *Die statische Wirkungsweise eines im Tagbau erstellten Tunnelgewölbes*, **1987**.
- Kovári K. et Tisa A.** , *Comparison of calculated and measured displacements on cut-and-cover tunnels*, **1988**.
- Kovári K. et Tisa A.** , *Computational Model and Charts for cut-and-cover tunnels*, Int. Ass. Bridges and Str. Eng., **1998**.
- Labieuse V. et Fontana O.** , *Considérations sur le dimensionnement des pieux: Eurocode 7 et SIA 267*, Publication de la Société Suisse de la Mécanique des Sols et des Roches, n°151, pp. 11-34, Bern, Suisse, octobre, **2005**.
- Lambe W. T. et Whitman R. V.** , *Soil mechanics*, John Wiley and sons, **1969**.
- Landgraf K.** , *Beitrag zur Einschätzung von Tragreserven an nachgiebig gelagerten Balken und Platten*, Dissertation, Technische Hochschule Leipzig, 174 p., Leipzig, Allemagne, **1992**.

Landgraf K. et Quade J. , *Bauwerk-Baugrund-Wechselwirkung an biegsamen Gründingsbalken und -platten bis zum Versagen*, Bauingenieur, 68, 7-8, pp. 303-312, Berlin, Allemagne, **1993**.

Langer P. , *Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 484, pp. 127-198, Berlin, Allemagne, **1997**.

Legay M. , *Le tracé et le calcul des voûtes en maçonnerie*, Annales des Ponts et Chaussées, Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, Mémoire n°42, 7ème série, 10ème année, Paris, France, **1900**.

Leonhardt F. , *Vorlesung über Massivbau*, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau, Erster Teil, Allemagne, **1973**.

Leonhardt F. et Mönning E. , *Vorlesungen über Massivbau, Dritter Teil, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*, Springer-Verlag, 244 p., Berlin, Allemagne, **1974**.

Linger D. A. , *Historical development of the soil-structure interaction problem*, Soil-structure interaction: a symposium, Highway Research Board n°413, USA, **1972**.

Lombardi G. , *Zur Bemessung der Tunnelauskledung mit Berücksichtigung des Bauvorganges*, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 89, Heft 32, Suisse, août, **1971**.

Lombardi G. , *Dimensioning of tunnel linings with regards to constructional procedure*, Tunnels and Tunneling, juillet, **1973**.

Long N. T. et Vezole P. , *Ouvrages sous remblai Pneusol et maîtrise des charges verticales. Conception et dimensionnement*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Série: sols et fondations 219, N°515, France, juillet, **1993**.

Lutz A. , *Analyse structurale et dimensionnement*, Documentation SIA D 0187, Géotechnique, introduction à la norme SIA 267, Zürich, Suisse, **2003**.

Meem J. C. , *The bracing of trenches and tunnels*, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. LX, USA, **1908**.

Mguil-Touchal S., Morestin F. et Brunet M. , *Various experimental applications of digital image correlation method* , International conference on computational methods and experimental measurements , pp. 45-58, Rhodes, Grèce, **1997**.

Mortensen K. , *Statically admissible earth pressure and bearing capacity calculations*, Proceedings of the Conference "Retaining structures", Ed. Clayton C. R. I., Thomas Telford , pp. 112-120, London, Angleterre, juillet, **1993**.

Mortensen K. , *Kinematically and statically plausible calculations for sheet walls*, Canadian Geotechnical Journal, 32, pp. 408-419, Canada, **1995**.

Mortensen N. et Steinfeld J. S. , *Danish plastic design of sheet pile walls revisited in the light of FEM*, Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil

Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2, pp. 1211-1218, Istanbul, Turquie, **2001**.

Muttoni A. , *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Birkhäuser Verlag, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, 176, Basel, Suisse, **1990**.

Muttoni A. et Schwartz J. , *Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*, IABSE Colloquium, Vol. 62, pp. 703-708, Stuttgart, Allemagne, **1991**.

Muttoni A., Schwartz J. et Thürlimann B. , *Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern*, Birkhäuser, Design of Concrete Structures with Stress Fields, 145 p., Basel, Suisse, **1997**.

Muttoni A. , *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkarftbewehrung*, Beton- und Stahlbetonbau, Vol. 98, No 2, pp. 74-84, Berlin, Allemagne, Feb., **2003**.

Muttoni A. , *Eléments sans armature d'effort tranchant*, Documentation SIA, D 0182 Introduction à la norme SIA 262, p. 47-55, Zürich, Suisse, **2003**.

Muttoni A. et Fernández Ruiz M. , *Shear strength of members without transverse reinforcement as a function of the critical shear crack width*, ACI Structural Journal, under review, Farmington Hills, USA, **2006**.

Neuner J. , *Theoretische Untersuchungen zur Aufnahme der Umlenkkräfte von gekrümmten Bewehrungsstäben durch Betondeckung und Bügel*, Technische Universität München, Institut für Bauingenieurwesen III, Lehrstuhl für Massivbau, 30 p., München, Allemagne, mars, **1983**.

Neuner J. et Stöckl S. , *Versuche zur Aufnahme der Umlenkkräfte von gekrümmten Bewehrungsstäben durch Betondeckung und Bügel*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 322, pp. 71-106, Berlin - München, Allemagne, **1981**.

Pacher F. , *Deformationsmessungen im Versuchsstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues*, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Supplementum I, **1964**.

Panet M. et Guellec P. , *Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille*, Proceedings of the 3rd Cong. Int. Soc. Rock Mechanics, Vol. 2, part II, Denver, USA, **1974**.

Panet M. , *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, **1995**.

Rankine W.J.M. , *On the stability of loose earth*, Philosophical Transactions of the Royal Society of London, n°147, pp. 9-27, **1857**.

Rankine W.J.M. , *Manuel de mécanique appliquée*, Dunod, 7ème édition, Paris, France, **1876**.

Recordon E. , *Mécanique des sols*, Polycopié EPFL, 276 p., Lausanne, Suisse, **1985**.

Roisin V., Winand A. et Legrand C. , *Recherche sur le comportement d'un tunnel circulaire construit en tranchées ouvertes*, Journées d'étude sur les travaux de souterrains en site urbain, Paris, France, mai, **1977**.

Salençon J. , *Calcul à la rupture et analyse limite* , Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 366 p., Paris, France, **1983**.

Schenkel M. et Vogel T. , *Versuche zum Verbundverhalten von Bewehrung bei mangelhafter Betondeckung*, IBK, 92 p., Zürich, Suisse, **1997**.

Schenkel M. , *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung*, IBK-Bericht, PhD Thesis; Institut für Baustatik und Konstruktion; ETH Zürich, 237, 162 p., Zurich, Suisse, septembre, **1998**.

Schertenleib P., Muttoni A. et Schwartz J. , *Pièces comprimées*, Documentation SIA, D 0182 Introduction à la norme SIA 262, pp. 67-77, Zürich, Suisse, **2003**.

Schneebeli G. , *Une analogie mécanique pour l'étude de la stabilité des ouvrages en terre à deux dimensions*, Proceedings of the Foruth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 228-232, London, Angleterre, août, **1957**.

Séjourné P. , *Les voûtes*, Tomes I - VI, Bourges, France, **1913**.

Shima H., Chou L. L. et Okamura H. , *Bond characteristics in post-yield range of deformed bars*, Proceedings of JSCE, Translation, n°378/v-6, pp. 113-124, Japon, février, **1987**.

SIA , *SIA 160 : Action sur les structures porteuses - Edition de 1989*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 101 p., Zurich, Suisse, **1989**.

SIA , *SIA 162 : Ouvrages en béton - Edition de 1993*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 86 p., Zurich, Suisse, **1993**.

SIA , *SIA 261 - Actions sur les structures porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 114 p., Zurich, Suisse, **2003**.

SIA , *SIA 260 - Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 44 p., Zurich, Suisse, **2003**.

SIA , *SIA 267 - Géotechnique*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, Zürich, Suisse, **2003**.

SIA , *SIA 262 - Construction en béton*, Société Suisse des Ingénieurs et des Architectes, 94 p., Zurich, Suisse, **2003**.

Sigrist V. , *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, Dissertation, 160 p., Zürich, Suisse, **1995**.

Spangler G. M. et Handy R. L. , *Soil engineering*, Inext Educational Publishers, New-York, USA, **1973**.

Steenfelt J. S. , *The pin model- an analogue model of sand in plane strain*, Danish Geotechnical Institute, Bulletin n°33, pp. 7-15, Copenhagen, Danemark, **1979**.

Steenfelt J. S. , *Trumpet zone solution fore line ruptures in undrained clay applied to the design of retaining walls*, Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, pp. 1193-1203, Aachen, Allemagne, avril, **1979**.

Steenfelt J. S. , *Earth pressure on a rotating vertical rough wall*, Danish Geotechnical Institute, Bulletin n°33, pp. 16-50, Copenhagen, Danemark, **1979**.

Steenfelt J. S., Hansen B., Hansson L. et Denver H. , *Failure modes and earth pressure distributions*, Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 793-796, Stockholm, Suède, **1981**.

Sulem J., Panet M. et Guenot A. , *An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol.24, N°3, pp. 155-164, **1987**.

Sulem J., Panet M. et Guenot A. , *Closure analysis in deep tunnels*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, Vol. 24, N°3, pp. 155-164, **1987**.

Suquet M. , *Note sur l'exécution de la station de chemin de fer métropolitain de Paris, "rue Crimée", voûte en maçonnerie - culée en ciment armé*, Annales des Ponts et Chaussées, Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, Mémoire n°48, 8ème série, 80ème année, tome XLVI, Paris, France, juillet, **1901**.

Terzaghi K. , *Stress distribution in dry sand and in saturated sand above a yielding trap-door*, Proceedings of the first Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Angleterre, **1936**.

Terzaghi K. , *A fundamental fallacy in earth pressure computations*, Journal of the Boston Society of Civil Engineers, n°23, USA, **1936**.

Terzaghi K. , *Rock defects and loads on tunnel supports*, Publication from the graduate school of engineering, Harvard University, Soil Mechanics Series n°25, Harvard, USA, **1946**.

Terzaghi K. , *Mécanique théorique des sols*, Dunod, Paris, France, **1951**.

Terzaghi K., Peck R. B. et Mesri G. , *Soil mechanics in engineering practice*, John Wiley and sons, 3rd ed., **1996**.

Tisa A. et Kovári K. , *Diagramme für die Vorbemessung von Tagbau-Tunnel*, Office fédéral des routes, Suisse, octobre, **1993**.

Vaz Rodrigues R. et Muttoni A. , *Influence des déformations plastiques de l'armature de flexion sur la résistance à l'effort tranchant des poutres sans étriers. Rapport d'essai*, IS-BETON, Lausanne, **2004**.

Vaz Rodrigues R., Burdet O. et Muttoni A. , *Experimental investigation of the shear capacity of plastic hinges*, fib Symposium, Budapest 2005, vol. 2, pp. 651-656, Budapest, Hongrie, mai, **2005**.

Verdeyen J. , *Quelques notes sur l'histoire de la mécanique des sols*, Presses universitaires de Bruxelles, **1959**.

Vollenweider U. et Pralong J. , *Calcul et dimensionnement des tunnels exécutés à ciel ouvert*, Office Fédéral des Routes, Suisse, **1998**.

Vulliet L. , *Géomécanique, notes de cours*, Polycopié EPFL, 104 p., Lausanne, Suisse, **2001**.

Zace Service SA , *Z.Soil.PC.2003 user manual* , Elmepress, Lausanne, Suisse, **2003**.

Annexes

A Eléments fléchis avec étriers

Résistance à l'effort tranchant
Capacité de rotation

B Eclatement de l'enrobage (éléments courbes fléchis)

Essais existants
Modèles théoriques et empiriques existants
Campagne d'essais
Proposition d'adaptation de la norme SIA 262

C Pratique actuelle en Suisse dans le domaine des tranchées couvertes

Généralités
Conception
Méthodes de calcul et de dimensionnement
 Méthode aux modules de réaction
 Méthode aux éléments finis
Modélisation de la structure
Comportement longitudinal

D Normes actuelles et formats de sécurité

SIA 267
EC7
Formats de sécurité actuels

E Limitations de la méthode aux modules de réaction

F Application de la théorie de la plasticité

Fondation superficielle infiniment longue sur sol purement cohésif non pesant
Fondation superficielle infiniment longue sur sol frottant non cohésif pesant
Paroi latérale d'une tranchée couverte cadre

A Eléments fléchis avec étriers

Table des matières

A.1	Introduction.....	A-1
A.2	Résistance à l'effort tranchant	A-1
A.3	Capacité de rotation	A-3

A.1 Introduction

Certains aspects du comportement d'un élément fléchi rectiligne sont investigués sur la base d'un exemple assimilable à la dalle supérieure d'une tranchée couverte de type cadre.

A.2 Résistance à l'effort tranchant

Le mode de reprise des charges est décrit par le champ de contraintes donné à la figure A.1. Cette solution possible selon la théorie de la plasticité correspond au modèle généralement admis pour dimensionner les poutres en béton armé. Les charges sont transmises indirectement aux appuis par des champs de compression inclinés relayés par les étriers.

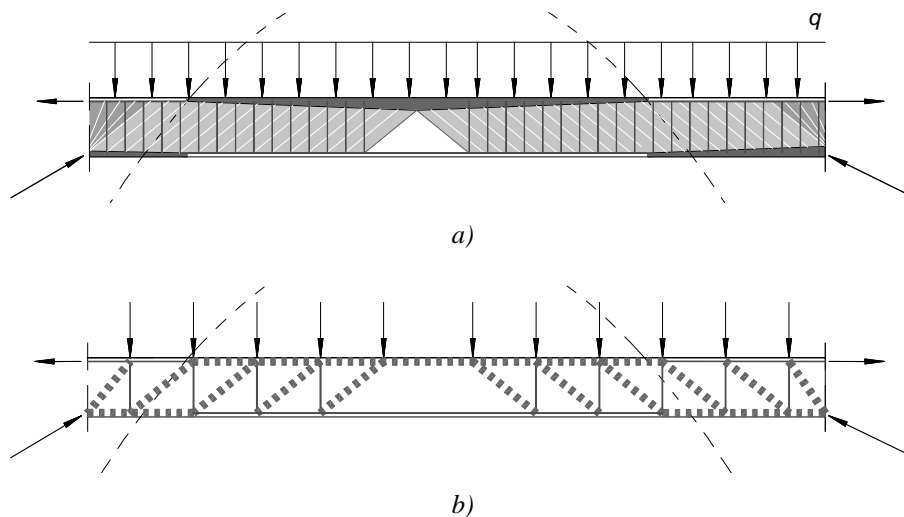


Figure A.1: Mode de reprise des charges dans un élément avec étriers uniformément répartis:
a) champ de contraintes possible et b) modèle bielles-et-tirants

L'inclinaison des champs de compression α (voir figure A.2a), admise constante dans la solution retenue, doit cependant respecter certains critères pour assurer un comportement ductile de la structure (voir Muttoni et al. 1997). Les limites préconisées par la SIA 262 (SIA 2003c) sont données par l'inéquation A.1.

$$25^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ \quad (\text{A.1})$$

L'effort normal de compression a un effet favorable et permet de réduire cette inclinaison.

A proximité des encastremets, les champs de compression se concentrent pour former un éventail qui permet de transmettre les charges à une zone d'appui de dimension minimale. L'inclinaison des bielles formant l'éventail varie progressivement de α à 90° .

Le dimensionnement des armatures et la vérification des éléments en béton peuvent ensuite être effectués en résolvant le champ de contraintes par équilibre.

La figure A.2 montre deux sous-systèmes permettant d'effectuer le dimensionnement à l'effort tranchant de la dalle à proximité de la paroi centrale.

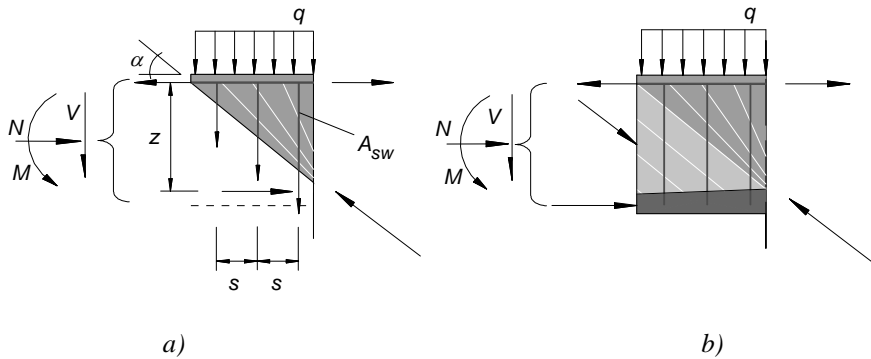


Figure A.2: Reprise de l'effort tranchant: a) dimensionnement des étriers et b) vérification de la contrainte dans le champ de compression déterminant

L'équilibre des efforts verticaux agissant sur le premier sous-système conduit à l'expression des étriers nécessaires à la reprise de l'effort tranchant.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V}{z \cdot f_s \cdot \cot \alpha} \quad (\text{A.2})$$

avec A_{sw} = surface totale des étriers dans la largeur de dalle b_w disposés régulièrement avec un espacement s , α = inclinaison des champs de compression, z = distance entre les résultantes de traction et de compression assurant la reprise du moment de flexion M , V = effort tranchant à une distance $z \cot \alpha$ de l'encastrement (section critique), f_s = limite d'écoulement de l'armature

L'équilibre des forces verticales sur le second sous-système (figure A.2b) permet de déterminer la contrainte dans le champ de compression et de la comparer avec la résistance effective du béton f_{ce} :

$$\sigma_c = \frac{V}{b_w \cdot z \cdot \sin \alpha \cdot \cos \alpha} \leq f_{ce} \quad (\text{A.3})$$

La résistance effective des champs de compression est diminuée par la propagation de fissures inclinées dont l'ouverture est contrôlée par les étriers. D'après Muttoni et al. (Muttoni et al. 1997), la résistance effective du béton peut être déterminée par :

$$f_{ce} = 0.6 \cdot f_c \quad \text{si } f_c \leq f_{c0} = 20 \text{ MPa} \quad (\text{A.4})$$

$$f_{ce} = 0.6 \cdot f_{c0} \cdot \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{si } f_c > f_{c0} = 20 \text{ MPa} \quad (\text{A.5})$$

Cette équation est prise en compte par la norme SIA 262 (SIA 2003c) en considérant $f_{c0} = 30$ MPa.

La résistance à l'effort tranchant peut être améliorée en augmentant l'épaisseur de la dalle à proximité des encastremets dans les parois (figure A.3a). La figure A.3b décrit le fonctionnement de la dalle en présence de la membrure inférieure inclinée. La bielle de compression N_c nécessaire pour reprendre le moment de flexion à l'encastrement est alors inclinée selon l'angle δ . La composante verticale de cette bielle donnée par l'équation A.6 intervient dans l'équilibre vertical des forces du sous-système de la figure A.3c. Elle permet alors de transmettre une partie de l'effort tranchant à l'appui sans solliciter les étriers comme le montre la figure A.3c.

$$\Delta V = N_c \cdot \sin \delta \quad (\text{A.6})$$

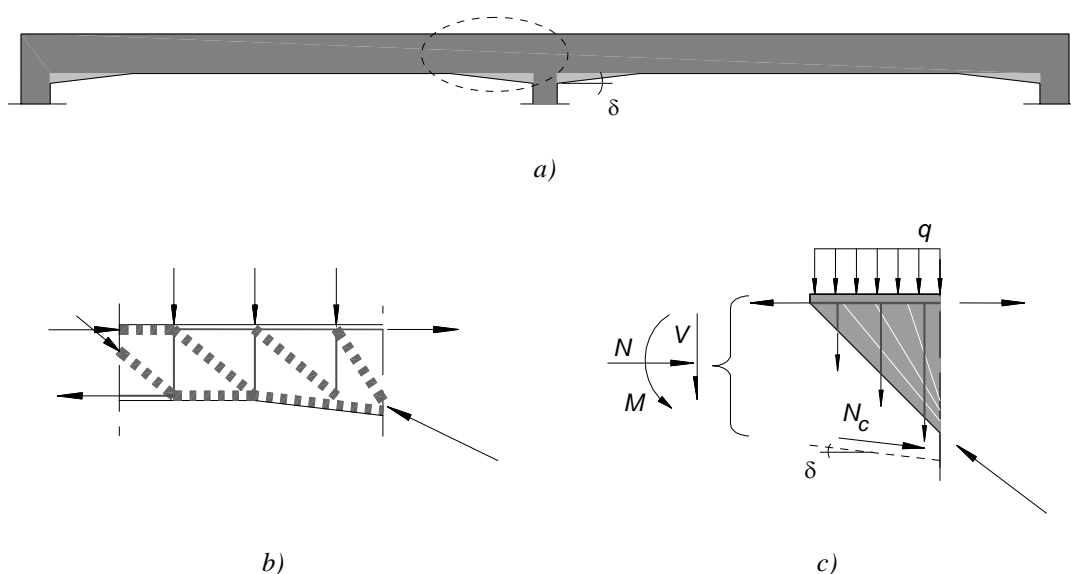


Figure A.3: Adaptation locale de la forme: a) épaisseur local de la dalle b) fonctionnement statique et c) contribution de la membrure comprimée à la reprise de l'effort tranchant

A.3 Capacité de rotation

Selon le code-modèle CEB 1990 (CEB 1993), la rotation plastique est définie comme la rotation consécutive aux déformations plastiques observées à la rupture et est donnée mathématiquement par l'expression :

$$\theta_{pl} = \int_0^{\ell_{pl}} \frac{1}{d - x(a)} [\varepsilon_{sm}(a) - \varepsilon_{sm,y}] da \quad (\text{A.7})$$

avec ℓ_{pl} = longueur de la zone plastique, d = hauteur statique, x = hauteur de la zone comprimée, ε_{sm} = déformation moyenne de l'armature, $\varepsilon_{sm,y}$ = déformation moyenne de l'armature à l'écoulement

La capacité de rotation des structures en béton armé a fait l'objet d'une recherche intensive durant les dernières décennies. L'état de l'art sur la question est présenté en détail dans CEB 1998.

Plusieurs modèles théoriques ont été proposés pour déterminer la capacité de rotation plastique (dont Langer 1997, Sigrist 1995, Bigaj, Walraven 2002, Bachmann 1967). Ils se basent tous sur la détermination puis l'intégration des déformations d'une poutre en béton armé à la rupture. Une estimation réaliste de cet état de déformation nécessite de prendre en compte avec précision le comportement de l'acier d'armature, du béton et de la loi d'adhérence armature-béton. Ces modèles sont en règle générale en accord avec les résultats expérimentaux et permettent de reproduire les influences des paramètres principaux.

La capacité de rotation d'une poutre en béton armé est atteinte lorsque la section la plus sollicitée atteint sa courbure ultime. Deux régimes de rupture peuvent être distingués en fonction des déformations ultimes des matériaux, du taux d'armature et de l'effort normal :

- rupture par arrachement de l'armature
- rupture par écrasement du béton comprimé

Ce changement de régime est visible sur la figure A.4 qui présente la rotation totale à la rupture mesurée expérimentalement et calculée par l'un des modèles. Cette rotation contient la contribution des déformations élastiques et plastiques.

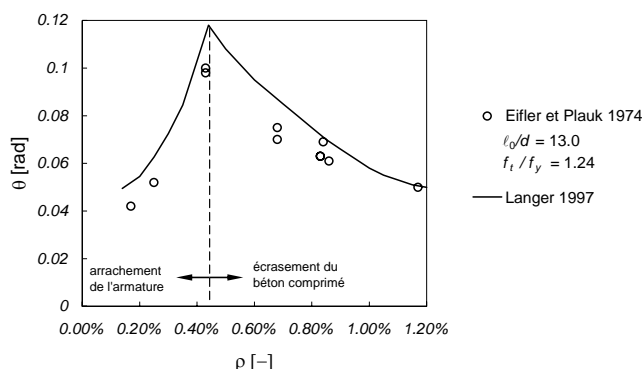


Figure A.4: Capacité de rotation θ en fonction du taux d'armature ρ . Comparaison entre les simulations de Langer (1997) et les essais de Eifler et Plauk (1974), d'après CEB 1998

La rotation plastique (équation A.7) peut aussi être exprimée par :

$$\theta_{pl} = \ell_{pl} \cdot \chi_m \quad (\text{A.8})$$

où χ_m représente la courbure moyenne sur la zone plastique.

La capacité de rotation plastique est donc influencée d'une part par les effets qui affectent l'étendue de la zone plastique et d'autre part par les effets qui affectent la courbure dans la zone plastique, en particulier la courbure maximale à la rupture. Une description des facteurs influençant la capacité de rotation est donnée dans CEB 1998.

Ces facteurs ne sont pas forcément connus lors du dimensionnement d'une structure. L'évaluation de la capacité de rotation d'une rotule plastique doit par conséquent être faite de manière suffisamment prudente pour couvrir les incertitudes existantes.

B Eclatement de l'enrobage (éléments courbes fléchis)

Table des matières

B.1	Essais existants	B-1
B.1.1	Essais de Franz et Fein (1971).....	B-1
B.1.2	Essais de Neuner et Stöckl (1981).....	B-3
B.1.3	Essais de Intichar, Ebner et Sparowitz (2002).....	B-6
B.2	Modèles théoriques et empiriques existants	B-7
B.3	Campagne d'essais.....	B-10
B.3.1	Description des essais.....	B-10
B.3.2	Matériaux.....	B-12
B.3.3	Essais ECP1-4.....	B-13
B.3.4	Essais ECP5-6.....	B-16
B.4	Proposition d'adaptation de la norme SIA 262.....	B-18
B.4.1	Cas sans joint de recouvrement	B-18
B.4.2	Cas avec joint de recouvrement.....	B-21

B.1 Essais existants

La résistance à l'éclatement du béton d'enrobage a fait l'objet d'une recherche assez limitée. Les campagnes d'essais trouvées dans la littérature sont résumées dans les paragraphes suivants.

B.1.1 Essais de Franz et Fein (1971)

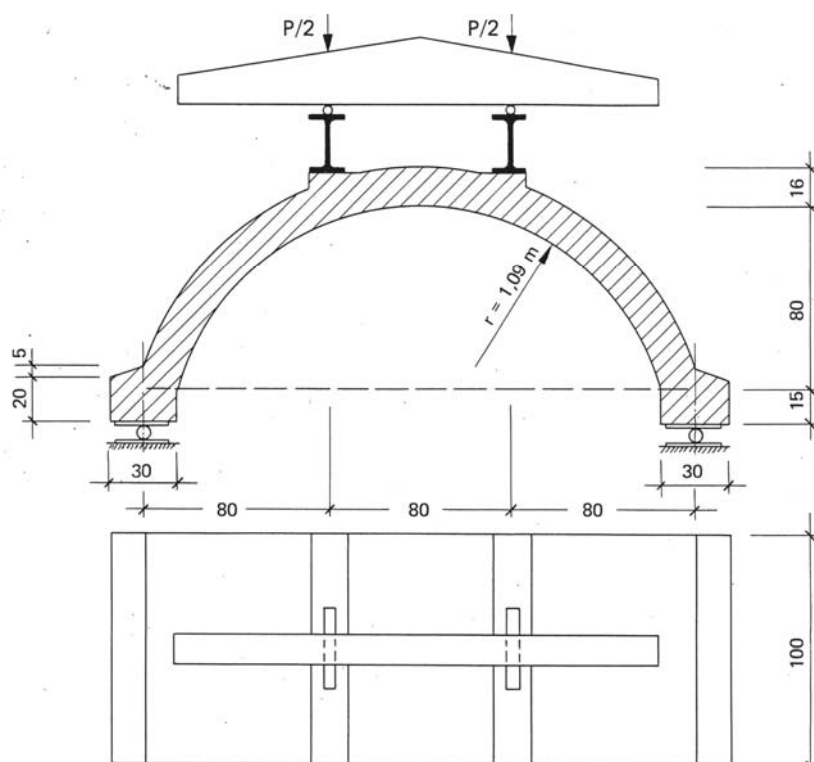
Franz et Fein ont testé 17 poutres courbes chargées en flexion 4-points selon le schéma de la figure B.1a (Franz, Fein 1971 et Fein, Zwissler 1974). Les éléments ont une épaisseur de $h = 0.16$ m, une largeur de $b = 1.0$ m et un rayon de courbure intérieur de $R = 1.09$ m. Les paramètres variés durant les essais sont le diamètre des barres d'armature (\varnothing 10 et 12), leur espacement ($s = 50, 100$ et 200 mm) ainsi que leur disposition (simple ou regroupées deux par deux). L'enrobage est de $c = 15$ mm, sauf pour un élément ($c = 30$ mm). Des barres transversales sont disposées en deuxième nappe sur les barres principales dans quelques cas.

Les essais ont permis de mettre en évidence l'existence de deux modes de rupture (voir figure B.1b et c). Il existe ainsi deux régimes de comportement dont l'occurrence dépend de l'épaisseur de l'enrobage et de l'espacement entre les barres. Pour un même enrobage, la rupture se produit selon le mode 1 pour des espacements petits et selon le mode 2 pour des espacements plus grands. La présence d'une armature transversale force le mode de rupture 1 à se produire.

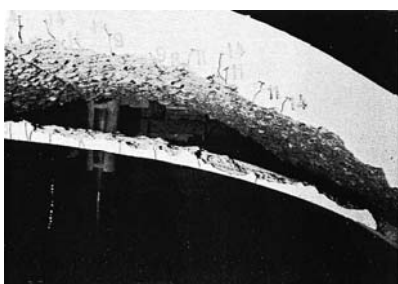
Sur la base des essais, Franz et Fein concluent que la résistance à l'éclatement de l'enrobage :

- augmente lorsque l'espacement entre les barres augmente (voir fig. B.2a),
- n'est que peu influencée par l'épaisseur de l'enrobage,
- augmente légèrement lorsque le diamètre des barres augmente (voir fig. B.2a).

A noter que la deuxième conclusion n'est en réalité basée que sur les résultats d'un seul essai avec un enrobage $c \neq 15$ mm avec rupture selon le mode 1 et sur des considérations théoriques basée sur la théorie de l'élasticité. Cet essai montre une légère augmentation de la résistance lorsque l'enrobage augmente.



a)



b)



c)

Figure B.1: Essais de Franz et Fein sur des éléments courbes (d'après Franz, Fein 1971):
a) spécimen, b) mode de rupture 1 (essai 2.8) et c) mode de rupture 2 (essai 2.13)

La figure B.2 donne un aperçu des résultats obtenus par Franz et Fein. La figure B.2a présente l'évolution de la force de déviation agissant au droit de chaque barre en fonction de l'espacement entre les barres s , alors que la figure B.2b présente le coefficient de réduction $k = \sigma_m / f_{ct}$, où σ_m est égale à la contrainte moyenne dans le béton à la rupture provoquée par la poussée au vide d'une barre, calculée en admettant que celle-ci est reprise par le béton effectif entre deux barres ($b_{ef} = s - \emptyset$), en fonction de l'espacement s . Seuls les essais avec armature disposée de façon standard et sans armature transversale sont représentés.

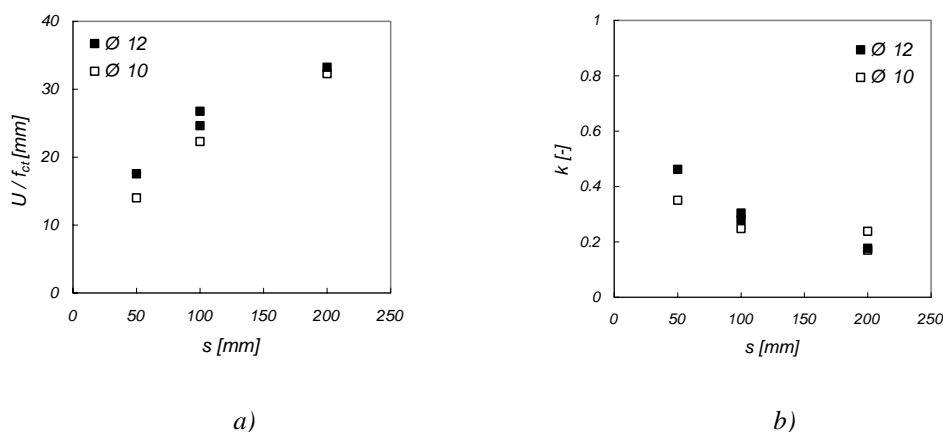
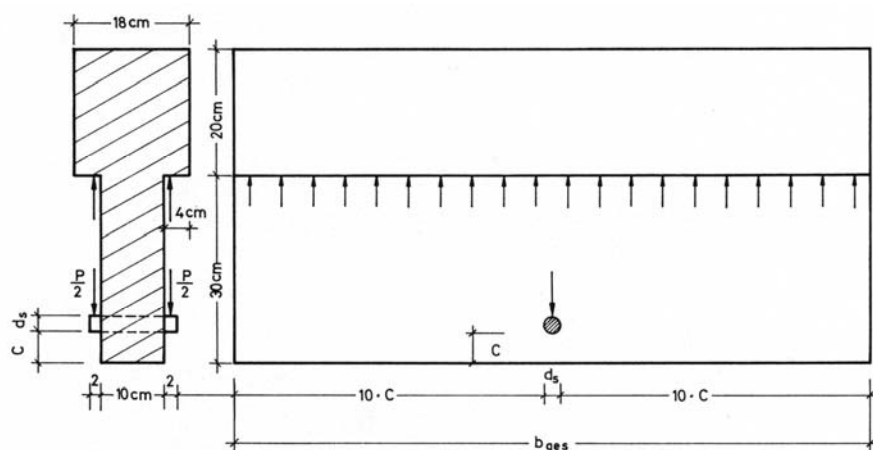


Figure B.2: Résumé des résultats obtenus par Franz, Fein 1971 (éléments $c = 15$ mm):
a) force de déviation par barre en fonction de l'espacement entre les barres et
b) coefficient de réduction k calculé avec $l_{ref} = s - \emptyset$ en fonction de l'espacement entre les barres. La résistance à la traction est déterminée sur la base de la résistance à la compression mesurée ($f_{ct} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$)

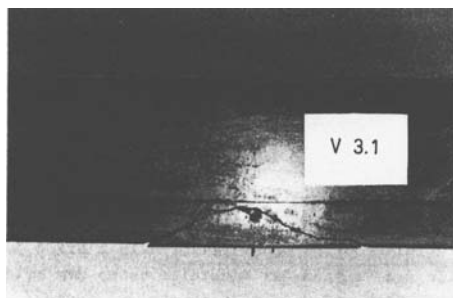
B.1.2 Essais de Neuner et Stöckl (1981)

Neuner et Stöckl ont élargi l'étude du phénomène d'éclatement de l'enrobage à des barres d'armature de plus grand diamètre ($\emptyset 16$ et 28) et à des enrobages plus importants ($c = 15, 30$ et 50 mm, voir Neuner, Stöckl 1981). La géométrie des éléments testés et le mode de chargement sont par contre très différents. Les forces de déviation ne sont plus provoquées par un effort dans une armature courbe mais sont appliquées directement sur des barres rectilignes traversant l'élément en béton selon le principe de la figure B.3a. Les barres ne sont pas déformées longitudinalement. Elles sont par contre fléchies par les forces appliquées ce qui ne garantit pas une répartition uniforme de la force de déviation sur le béton en contact avec l'armature.

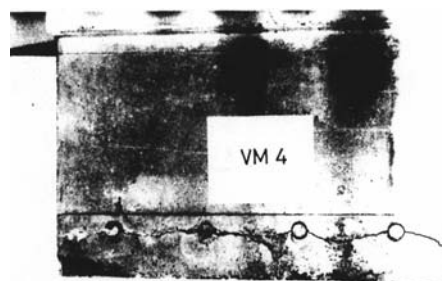
La série d'essais comporte des éléments avec une seule et quatre barres d'armature et des éléments avec étriers. Seuls les éléments sans étriers sont discutés ici. La largeur des éléments ainsi que l'espacement entre les barres varient en fonction de l'enrobage et du diamètre des barres selon une systématique particulière qui rend difficile la comparaison entre les essais.



a)



b)



c)

Figure B.3: Essais de Neuner et Stöckl: a) géométrie et chargement d'un élément et b) modes de rupture pour spécimen à une barre et c) à quatre barres d'armature (d'après Neuner, Stöckl 1981)

La rupture s'est produite par le détachement d'un « coin » de béton pour les éléments avec une barre d'armature (mode 2, voir figure B.3b), alors qu'elle s'est produite par la formation d'une fissure dans le plan des armatures pour les essais avec quatre barres (mode 1, voir figure B.3c). Ces observations sont conformes aux modes de rupture déjà évoqués.

Sur la base des essais, Neuner et Stöckl concluent que la résistance à l'éclatement de l'enrobage :

- augmente lorsque l'enrobage augmente (voir figure B.4a)
- augmente lorsque le diamètre des barres augmente (voir figure B.4b)
- augmente lorsque l'espacement entre les barres augmente (voir figure B.4c)

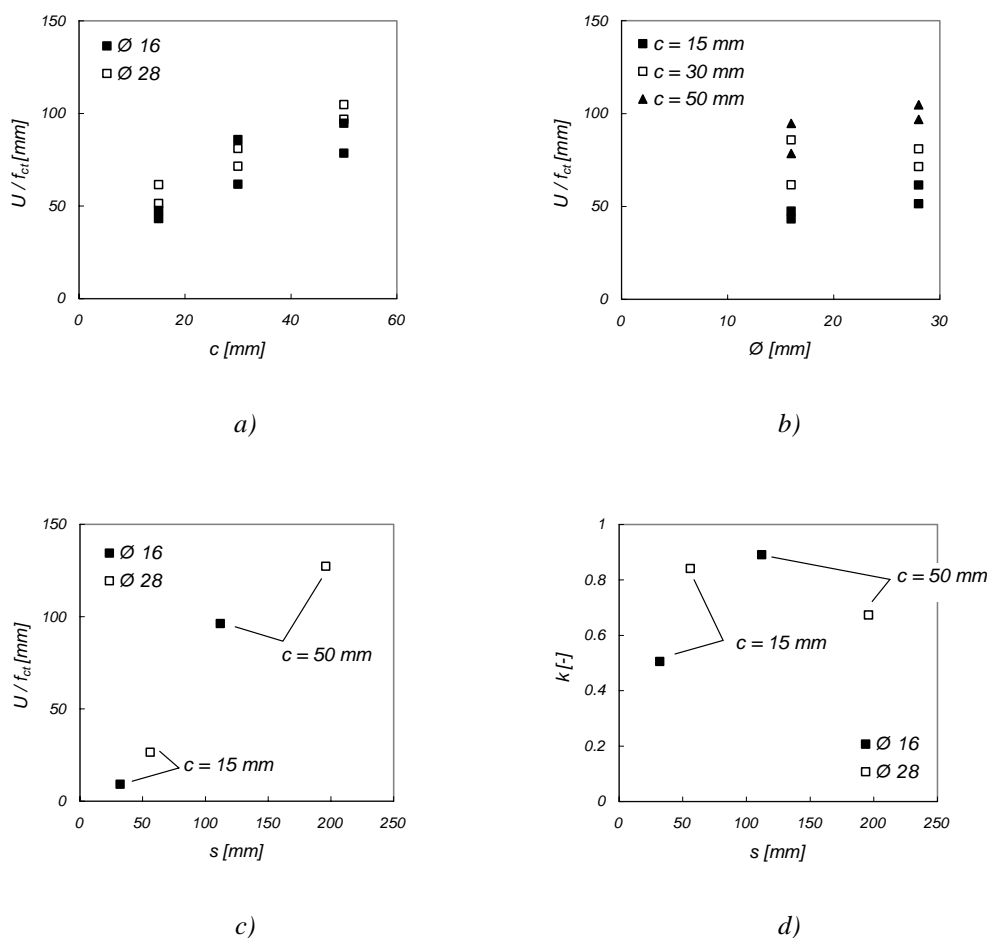


Figure B.4: Résumé des résultats obtenus par Neuner, Stöckl 1981: a) et b) éléments avec une seule barre d'armature c) et d) éléments avec quatre barres d'armature

La première conclusion contredit l'affirmation de Franz et Fein. Cette conclusion doit cependant être nuancée. L'augmentation de la résistance lorsque l'enrobage augmente est très nette pour les essais avec une barre d'armature, caractérisés par une rupture par détachement d'un « coin » de béton. Selon ce mode, l'enrobage joue un rôle prépondérant puisque la zone de béton participant à la reprise de la force de déviation est liée géométriquement à l'enrobage. Cette tendance est aussi visible pour les essais avec quatre barres lorsque la force de déviation par barre est représentée (figure B.4c). Elle est beaucoup moins visible quand celle-ci est normalisée pour tenir compte de la largeur nette participant à la reprise des forces de déviation et de la résistance à la traction du béton (figure B.4d, $b_{ef} = s - \varnothing$).

L'enrobage est donc un paramètre prépondérant lorsque le mode de rupture par détachement d'un « coin » est déterminant. Il joue un rôle moins important lorsque l'autre mode de rupture est déterminant. Ceci est en accord avec les essais de Franz et Fein qui montrent une légère augmentation de la résistance lorsque l'enrobage passe de 15 à 30 mm alors que le mode de rupture par formation d'une fissure dans le plan des armatures était observé.

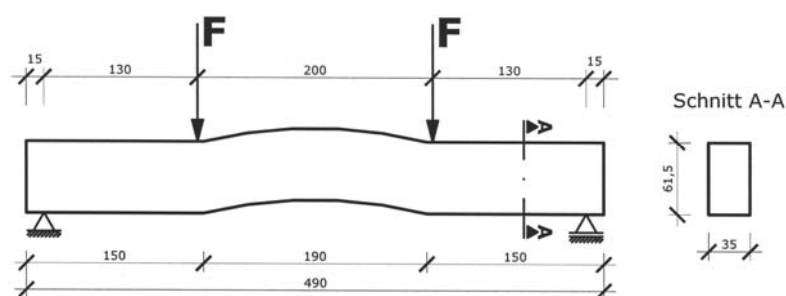
Les autres conclusions de Neuner et Stöckl sont en accord avec les conclusions de Franz et Fein.

Les essais sur des éléments avec quatre barres d'armature révèlent par contre des contraintes moyennes à la rupture très élevées comparées aux valeurs mesurées par Franz et Fein (voir figure B.4d). Les valeurs de k correspondent au double voire au triple des valeurs obtenues par Franz et Fein. Aucune explication n'est fournie par les auteurs.

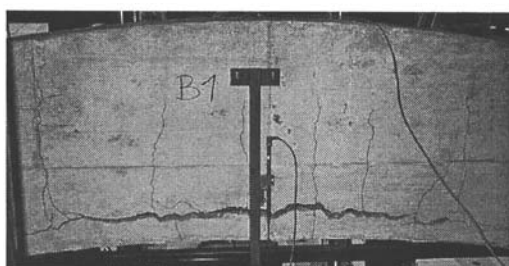
B.1.3 Essais de Intichar, Ebner et Sparowitz (2002)

Intichar et al. ont étudié l'effet de différents arrangements des barres d'armature dans la section sur l'éclatement de l'enrobage (Intichar 2002 et Intichar et al. 2004).

Les éléments testés sont des poutres en flexion 4-points avec une partie centrale courbe (entre les deux charges). La géométrie des poutres est donnée à la figure B.5. Les éléments sont caractérisés par une épaisseur de 0.615 m, une largeur de 0.35 m et un rayon de courbure intérieur de 3.95 m. Dans la partie centrale, l'armature consiste en huit barres $\varnothing 16$ disposées à espacement régulier seules, par groupes de deux ou par groupes de quatre. L'enrobage des barres est de 50 mm. Un élément a été sollicité par une seule des charges, de sorte à évaluer l'influence de l'effort tranchant sur la résistance à l'éclatement de l'enrobage.



a)



b)

Figure B.5: Élément testé par Intichar et al.: a) géométrie et chargement et b) rupture typique observée (d'après Intichar 2002)

L'armature conséquente caractéristique de ces essais réduit la largeur nette participant à la reprise des forces de déviation à environ deux tiers de la largeur de l'élément. L'espacement entre les barres ou groupes de barres est très faible et la rupture se produit selon le mode de rupture par formation d'une fissure dans le plan des armatures et détachement de l'enrobage en bloc.

L'arrangement des barres n'influence que peu la résistance à l'éclatement de l'enrobage. La résistance diminue légèrement lorsque les barres sont regroupées.

L'effet de l'effort tranchant sur la résistance s'avère beaucoup plus significatif avec une diminution de la résistance de 30% par rapport à un élément soumis à une flexion pure.

La figure B.6 présente les résultats obtenus par Intichar et al. pour les éléments avec barres non regroupées qui sont directement comparables avec les essais des autres chercheurs.

La contrainte moyenne à la rupture est du même ordre de grandeur que les valeurs mesurées par Franz et Fein.

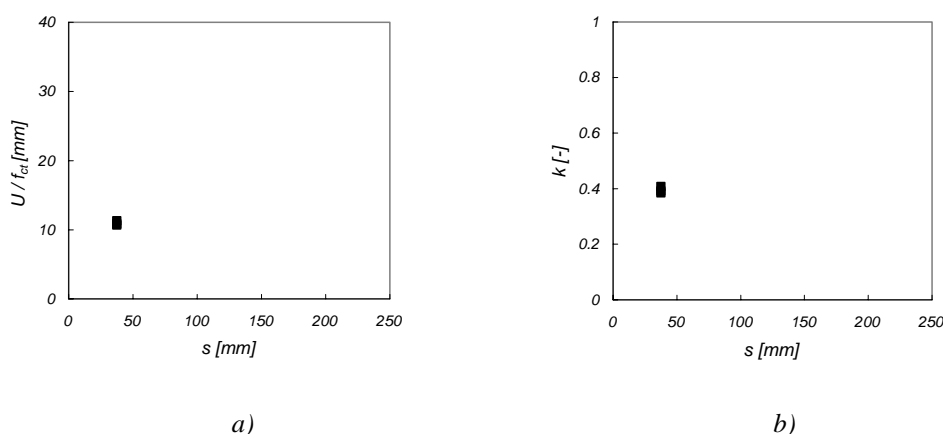


Figure B.6: Résumé des essais de Intichar et al., éléments avec barres non regroupées:
a) force de déviation à la rupture en fonction de l'espacement et b) coefficient de réduction k en fonction de l'espacement

B.2 Modèles théoriques et empiriques existants

La plupart des modèles connus à ce jour ont été développés durant les années 1970's et 1980's sur la base de l'état de contraintes autour de la barre d'armature, calculé en admettant un comportement élastique linéaire du béton. Ces modèles sont généralement semi-empiriques puisqu'ils sont adaptés pour tenir compte des résultats expérimentaux.

Franz et Fein déterminent l'état de contraintes d'un plan semi-infini soumis à une charge concentrée (voir figure B.7a et Franz, Fein 1971). La pointe des contraintes est ensuite comparée à la résistance à la traction du béton. Ils constatent que les valeurs ainsi obtenues sont trop élevées et que leur démarche est trop compliquée à utiliser en pratique. Sur la base de leurs essais, ils proposent alors une relation empirique admise de forme parabolique par rapport à l'espacement entre les barres :

$$\frac{U}{f_{ct}} = \frac{1}{m \cdot \left(1 + \left[\frac{5}{6} \left(\frac{s}{5}\right)^2 - \frac{11}{2} \cdot \frac{s}{5} + \frac{26}{3}\right] \cdot C\right)} \quad \text{avec } U/f_{ct} \text{ et } s \text{ en [cm]} \quad (\text{B.1})$$

où U est la force de déviation à la rupture par barre d'armature, m et C deux coefficients déterminés sur la base des essais réalisés: $m = 0.50$ et $C = 0.060$ pour $\varnothing = 10$ mm et $m = 0.45$ et $C = 0.075$ pour $\varnothing = 12$ mm.

Cette relation est valable uniquement pour les $\varnothing 10$ et 12 mm.

Sur la base des mêmes essais, Fein et Zwissler proposent quant à eux la relation empirique suivante (Fein, Zwissler 1974) :

$$\frac{U}{f_{ct}} = \frac{2.5 \cdot \varnothing}{\left(1 + 15 \frac{\varnothing^2}{(s - \varnothing) \cdot s}\right)} \text{ avec } U/f_{ct}, s \text{ et } \varnothing \text{ en [cm]} \quad (\text{B.2})$$

Sur la base de ces essais, Leonhardt et Mönnig proposent une relation empirique pour déterminer le rayon des barres minimal admissible (Leonhardt, Mönnig 1974).



Figure B.7: Hypothèses pour le calcul de la pointe de contrainte au droit de la barre d'armature: a) modèle du plan semi-infini selon Franz, Fein 1971 et b) modèle de l'anneau selon Neuner 1983

Neuner détermine l'état de contraintes au droit de l'armature par une approche légèrement différente (voir Neuner 1983). Il admet que la région autour de la barre d'armature peut être modélisée par un anneau. La force de déviation est introduite de façon répartie à l'intérieur de l'anneau de façon à diminuer la pointe des contraintes qui est ensuite comparée à la résistance à la traction par flexion. Le rayon extérieur de l'anneau est choisi pour coïncider avec la géométrie de la rupture observée expérimentalement selon la figure B.7b.

Sur la base de ces considérations théoriques et d'observations expérimentales, il propose le critère de rupture semi-empirique :

$$\frac{U}{f_{ct,flex}} = 0.83 \cdot \varnothing \cdot \sqrt{\frac{c}{\varnothing} \cdot \frac{1}{1 + \frac{5}{(s - \varnothing)^2}}} \text{ avec } U/f_{ct,flex}, s \text{ et } \varnothing \text{ en [cm]} \quad (\text{B.3})$$

où $f_{ct,flex}$ est la résistance à la traction mesurée par flexion 4-points sur des prismes 150 x 150 x 700 mm . Selon Leonhardt, la résistance à la traction directe pour ce type de béton vaut $f_{ct} \approx 0.52 f_{ct,flex}$ (Leonhardt 1973, vol.1). La relation B.3 peut s'écrire sous la forme :

$$\frac{U}{f_{ct}} = 1.60 \cdot \varnothing \cdot \sqrt{\frac{c}{\varnothing} \cdot \frac{1}{1 + \frac{5}{(s - \varnothing)^2}}} \text{ avec } U/f_{ct}, s \text{ et } \varnothing \text{ en [cm]} \quad (\text{B.4})$$

Contrairement aux modèles précédents, l'épaisseur de l'enrobage intervient dans le calcul de la résistance à l'éclatement.

Plus tard, Intichar et al. reconnaissent que les contraintes de traction induites par les forces de déviation se superposent aux contraintes provoquées par d'autres effets, dont l'effort tranchant et les mécanismes d'adhérence.

Ils proposent la relation suivante pour calculer la contrainte de traction maximale dans le béton et la comparer à la résistance à la traction du béton :

$$\sigma = \sigma_u + \sigma_b + \sigma_f \quad (\text{B.5})$$

avec

$$\sigma_u = \kappa \frac{F_t}{R} \frac{1}{b_c} = \frac{1}{k} \frac{F_t}{R} \frac{1}{b_c} \quad (\text{B.6})$$

$$\sigma_b = \lambda \frac{V}{z \cdot b_c} \text{ ou } \sigma_b = \frac{\Delta T_s}{\Delta x \cdot b_c} \quad (\text{B.7})$$

et

$$\sigma_f = \frac{f}{b_c} \quad (\text{B.8})$$

où $\kappa \approx 3$ est un coefficient pour déterminer la pointe des contraintes à partir de la contrainte moyenne, $\lambda \approx 0.5$, ΔT_s est le changement de la force dans l'armature sur une distance Δx , V est l'effort tranchant, f sont les charges suspendues à la face inférieure de l'élément et b_c est la largeur nette de béton entre les armatures. Intichar et al. ont mesuré expérimentalement des valeurs de κ jusqu'à 3.5 (Intichar 2002).

Si seule la force de déviation est considérée, la relation ci-dessous peut être obtenue pour déterminer la force de déviation maximale au droit d'une barre :

$$\frac{U}{f_{ct}} = \frac{1}{\kappa} \cdot (s - \emptyset) \quad (\text{B.9})$$

Ce modèle considère implicitement le mode de rupture avec formation d'une fissure dans le plan des armatures et est donc valable pour les espacements petits ou les enrobages de grande épaisseur.

La figure B.8 compare les différents modèles aux essais de Franz et Fein. Les modèles prédisent des valeurs assez proches pour des petits espacements ($s = 50$ et 100 mm). Le modèle de Intichar et al. donne logiquement des résistances trop grandes lorsque le mode de rupture par détachement d'un « coin » en béton devient déterminant.

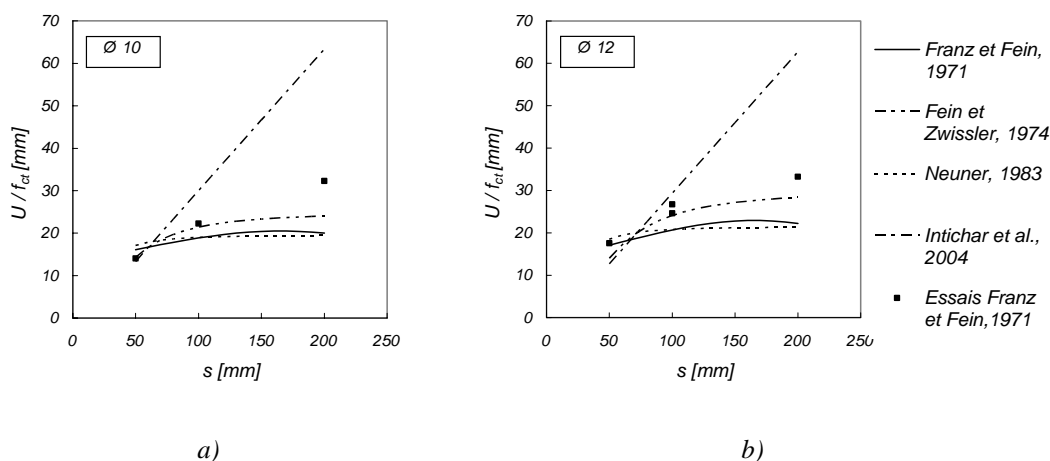


Figure B.8: Comparaison des différents modèles avec les essais de Franz, Fein 1971:

a) $\emptyset 10$ mm et b) $\emptyset 12$ mm

Bien que les modèles de Franz, Fein 1971 et de Fein, Zwissler 1974 ont été calibrés sur les mêmes essais, ils donnent parfois des valeurs assez éloignées des résultats expérimentaux. Cela provient probablement de la résistance à la traction admise pour

cette comparaison qui diffère certainement de celle admise pour l'établissement des modèles. Dans les figures, la résistance à la traction directe a été calculée à partir de la résistance à la compression du béton mesurée pendant les essais ($f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ avec $f_{ck} = f_{cm} - 8$ MPa).

B.3 Campagne d'essais

Une description générale des essais et les résultats principaux sans interprétation sont présentés dans les paragraphes suivants.

B.3.1 Description des essais

La campagne d'essais comprend six poutres courbes dont la géométrie et le principe de chargement sont donnés à la figure B.9.

Les poutres sont caractérisées par une longueur horizontale projetée de 4.8 m et une section rectangulaire de 0.4 x 0.3 m. Leur rayon de courbure intérieur de 3.5 m correspond approximativement aux deux tiers du rayon rencontré généralement dans les tunnels routiers en Suisse. Cette réduction est motivée pour augmenter les forces de déviation pour une armature donnée.

Le système statique des poutres correspond à une poutre simple avec un appui fixe et un appui mobile. Les poutres sont soumises à deux charges identiques situées à 1.1 m des appuis. Les vérins qui fournissent les forces au bâti de charges sont actionnés par une pompe manuelle, ce qui permet de maîtriser le déroulement des essais.

Le chargement et le système statique créent une zone de moment approximativement constant entre les deux charges (le poids propre induit une variation). L'effort normal de compression généralement présent dans les tranchées couvertes n'est par contre pas reproduit dans les essais. Ce procédé a l'avantage d'isoler le phénomène étudié, les forces de déviation provoquées par l'effort dans les armatures tendues à l'intérieur du tunnel, et d'éviter des effets annexes qui compliqueraient l'interprétation des résultats. Ce système a de plus l'avantage de simplifier grandement le bâti de charge.

Les mesures effectuées se concentrent alors sur la zone centrale entre les deux charges où les forces de déviation sont les plus élevées et où la rupture est attendue.

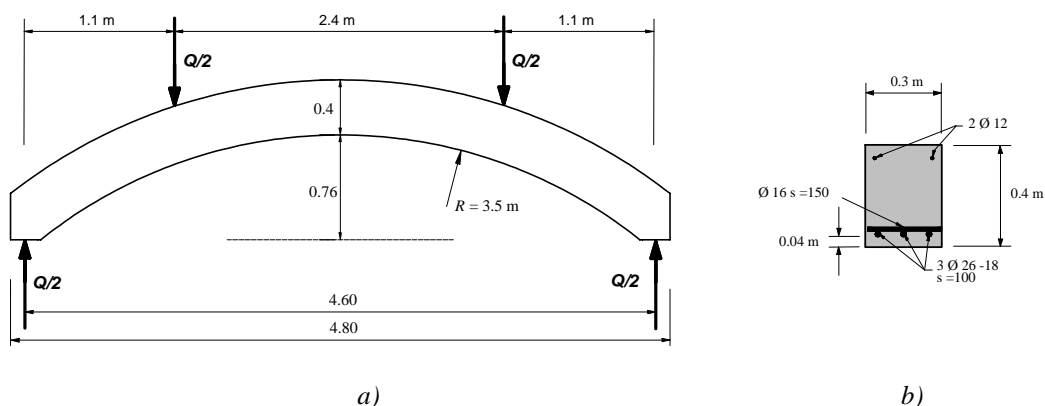


Figure B.9: Géométrie et principe des éléments testés: a) élévation et charges b) section à mi-travée (ECP1-4 sans joint de recouvrement)

Les éléments sont pourvus d'une armature principale de flexion courbe en nappe inférieure avec un enrobage théorique de 40 mm. Des barres ($\varnothing 16$ $s = 150$ mm) sont

disposées en deuxième nappe perpendiculairement aux barres principales pour simuler la présence de l'armature longitudinale mise en place habituellement dans les tranchées couvertes. Une armature constructive ($2 \times \emptyset 12$) est disposée en nappe supérieure et la zone située entre les deux charges ne comporte aucun étrier.

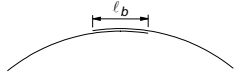
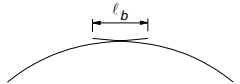
Des étriers ($\emptyset 12$ $s = 100$ mm) sont par contre disposés entre les appuis et les charges pour éviter une éventuelle rupture par effort tranchant dans ces zones.

Le paramètre principal de la série d'essais est l'armature principale qui varie selon les indications du tableau B.1. La campagne d'essais comporte en réalité deux sous-séries, l'une caractérisée par une armature principale continue entre les appuis (ECP1-4) et l'autre caractérisée par la présence d'un joint de recouvrement dans la partie centrale (ECP5-6).

L'armature continue des éléments ECP1-4 est constituée de trois barres espacées de 100 mm. Le but de cette variation est d'étudier le comportement de l'élément sous différents niveaux de déformation de l'armature dans son régime élastique et particulièrement dans son régime plastique.

Les éléments ECP5 et 6 sont caractérisés par le recouvrement dans la zone centrale des trois barres d'armature provenant des deux appuis. La longueur de recouvrement est de $\ell_b = 40\emptyset$. La géométrie du joint de recouvrement de l'élément ECP5 est standard avec des barres courbes qui suivent la surface inférieure de l'élément. L'extrémité des barres de l'élément ECP6 sont par contre rectilignes. Le but de cette variation est d'évaluer la performance de ce dernier détail constructif, principalement en termes de résistance à l'éclatement de l'enrobage.

Tableau B.1: Armature principale pour les différents éléments

Elément	Armature	ρ [%]	b_{ef} ¹ [mm]	Joint de recouvrement
ECP1	3 $\emptyset 26$	1.53	222	-
ECP2	3 $\emptyset 22$	1.09	234	-
ECP3	3 $\emptyset 20$	0.90	240	-
ECP4	3 $\emptyset 18$	0.72	246	-
ECP5	3 $\emptyset 22$	0.90	168	
ECP6	3 $\emptyset 22$	0.90	168	

¹ $b_{ef} = s \cdot n \emptyset$, n = nombre de barres

B.3.2 Matériaux

Béton

Les éléments ont été réalisés en deux bétonnages (éléments ECP1-3 et ECP4-6) avec un béton ordinaire. Ces bétons correspondent approximativement à des bétons de type C30/37 selon SIA 262 utilisés fréquemment sur les chantiers en Suisse.

La résistance à la compression et le module d'élasticité du béton mesurés sur cylindres sont donnés au tableau B.2.

Tableau B.2: Propriétés mécaniques du béton mesurées sur cylindres le jour de l'essai

Élément	Bétonnage	Age du béton [j]	f_c [MPa]	E_c [MPa]
ECP1	1	35	37.4	32.2
ECP2	1	58	40.9	34.0
ECP3	1	51	41.7	33.5
ECP4	2	34	33.9	30.2
ECP5	2	54	38.4	34.7
ECP6	2	61	35.5	30.7

Armature

L'acier utilisé pour les barres d'armature est un acier laminé à chaud (TOPAR S) de la maison Debrunner SA qui présente un plateau d'écoulement. Le tableau B.3 donne les propriétés mesurées par des essais à la traction (valeurs moyennes sur trois barres par diamètre).

Tableau B.3: Propriétés mécaniques de l'acier mesurées par des essais à la traction

\emptyset [mm]	f_s [MPa]	f_t [MPa]	ε_{sh} [%] ¹	ε_{su} [%]
26	613	713	1.8	10.8
22 ²	600	699	2.0	9.7
20	531	635	2.1	10.2
18	541	632	2.4	9.7

¹déformation après le palier d'écoulement

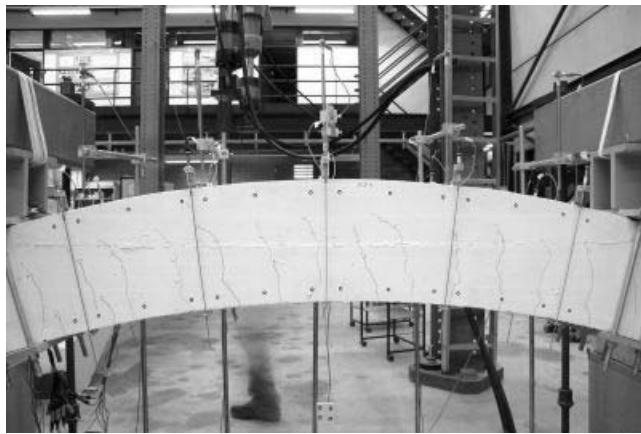
²Pour l'élément ECP2 (\emptyset 22), les barres proviennent d'une deuxième livraison (barres non testées)

B.3.3 Essais ECP1-4

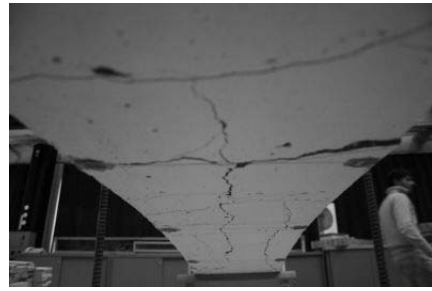
Le comportement observé pour les quatre éléments est assez similaire. La phase élastique non fissurée est suivie par la formation de fissures de flexion espacées régulièrement (les fissures se forment généralement là où les armatures en deuxième nappe sont présentes, voir figure B.10a). Des fissures tangentielles se forment ensuite, généralement peu avant la rupture, au niveau des armatures principales (figure B.10b). La rupture se produit alors brutalement par la formation d'une fissure d'ouverture importante entre les deux charges (3-4 cm, voir figure B.10f) provoquée par le déplacement en bloc de l'armature principale et du béton d'enrobage (figure B.10c).

Les fissures longitudinales observées après la rupture sur la face inférieure de l'élément ECP1 (figure B.10d) montrent cependant que la rupture de cet élément s'est produite selon un mode légèrement différent. Aucune fissure de ce type n'a été relevée sur les autres éléments (figure B.10e).

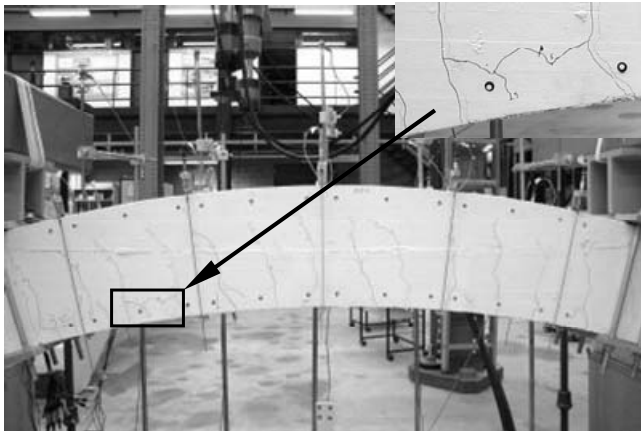
La figure B.11 présente les diagrammes principaux tirés des mesures effectuées au cours de l'essai. La charge est représentée en fonction de la flèche à mi-travée (a), en fonction de la courbure moyenne calculée dans la zone située entre les deux charges (b), en fonction de l'allongement moyen de la fibre tendue au niveau de l'armature mesuré sur la face latérale de l'élément entre les deux charges (c) et en fonction de l'allongement maximal de la fibre tendue mesuré.



a)



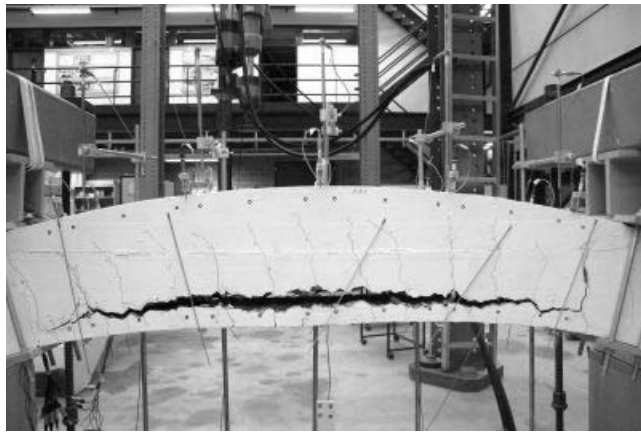
d)



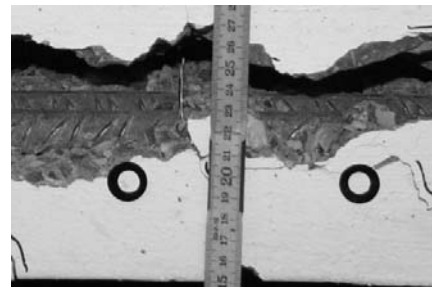
b)



e)



c)



f)

Figure B.10: Fissuration des éléments ECP1-4: a) fissures de flexion (ECP4), b) formation de fissures tangentielles (ECP4), c) formation brutale d'une fissure au niveau des armatures principales (ECP4), d) fissures longitudinales observées en face inférieure à la rupture (ECP1), e) aucune fissure longitudinale observée en face inférieure (ECP2) et f) ouverture de la fissure (ECP2)

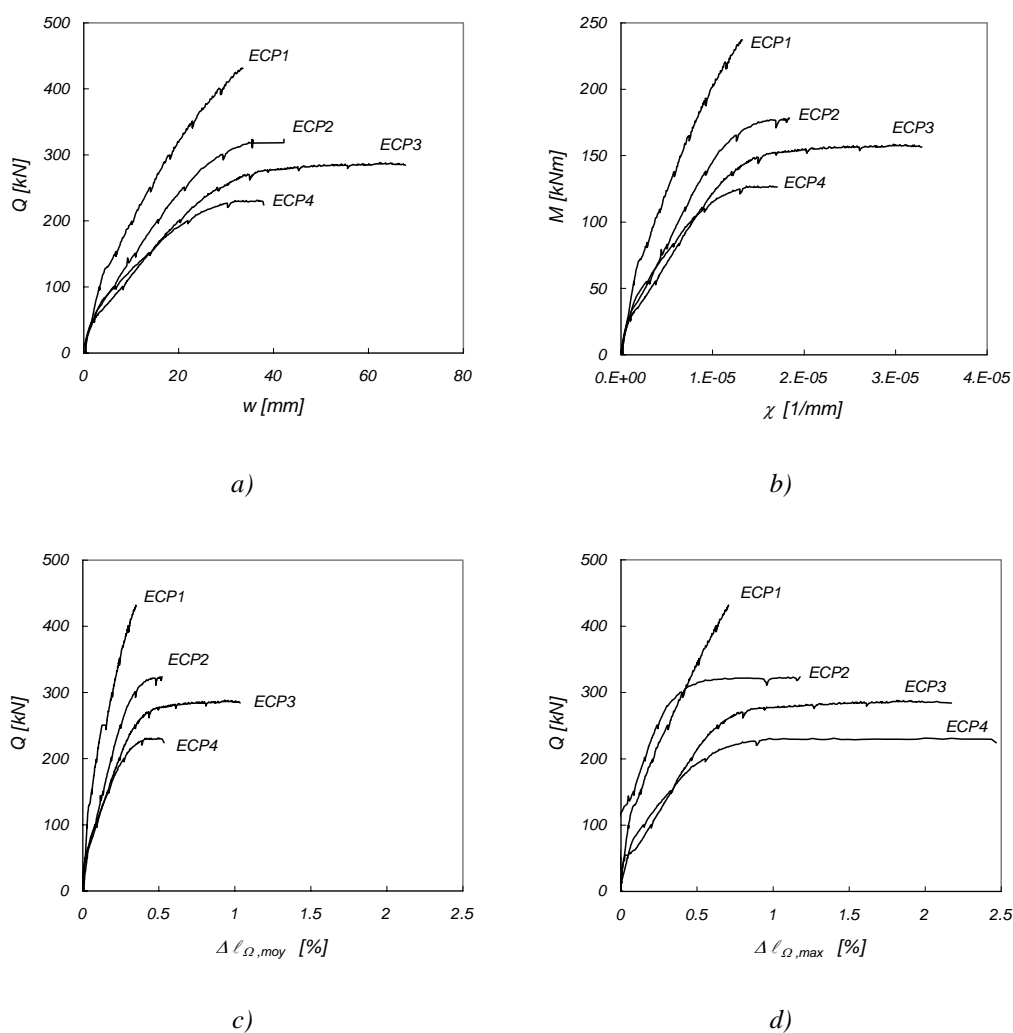


Figure B.11: Résultats des essais ECP1-4: a) charge – flèche à mi-travée b) moment – courbure moyenne calculée sur la zone $M = \text{constante}$ c) charge – allongement moyen mesuré par les capteurs Ω (base de mesure $\ell_0 = 100$ mm) sur la zone $M = \text{constante}$ d) charge – allongement maximal mesuré par les capteurs Ω (plage de mesure $\Delta \ell = 100$ mm) sur la zone $M = \text{constante}$

La figure B.12 montre la déformation mesurée par des capteurs (jauges de déformation Ω) fixés sur la face latérale de l'élément au niveau de l'armature principale dans la zone centrale de la poutre. Ces capteurs mesurent en réalité la déformation du béton et l'ouverture des fissures. Ils donnent néanmoins indirectement une indication sur la déformation de l'armature.

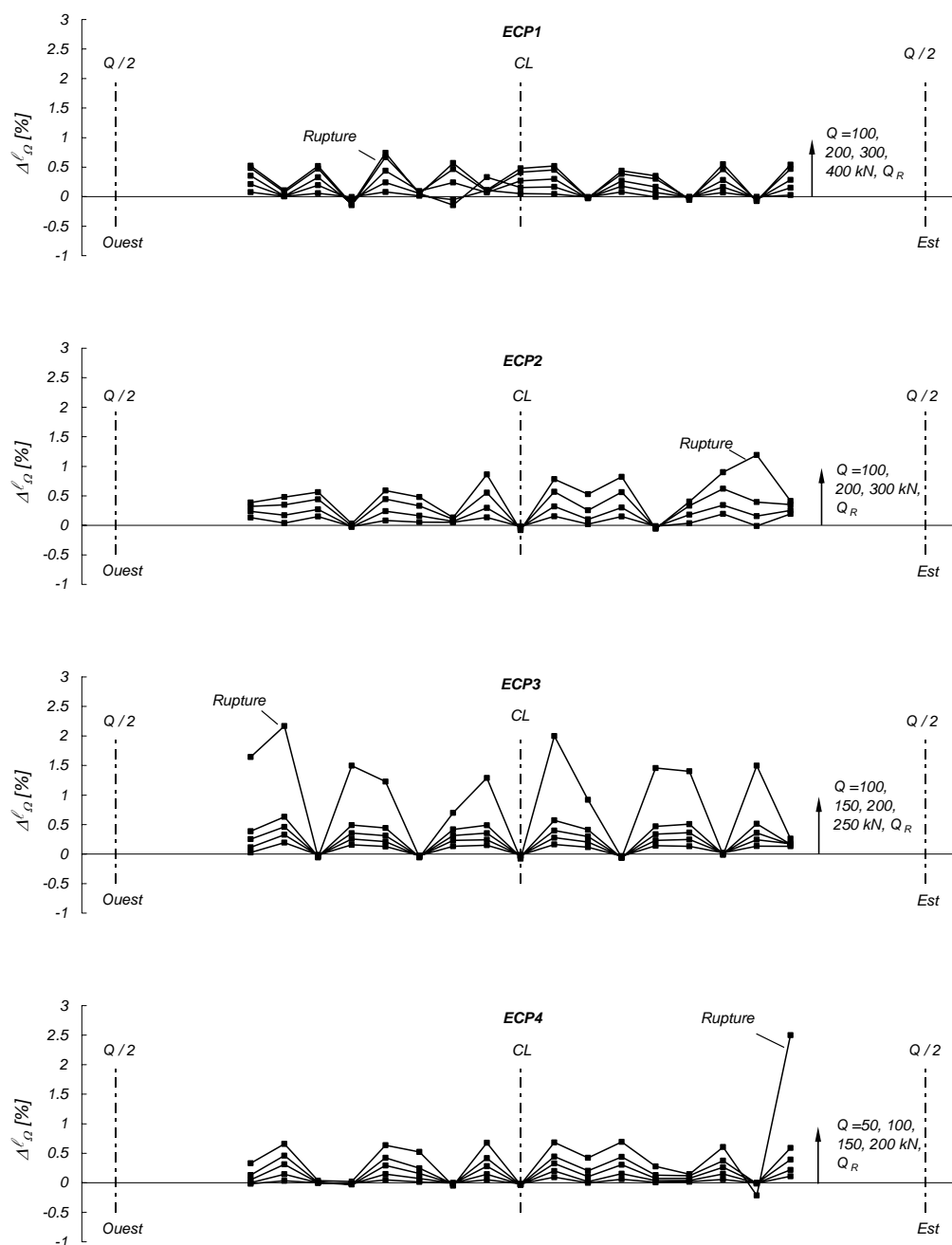


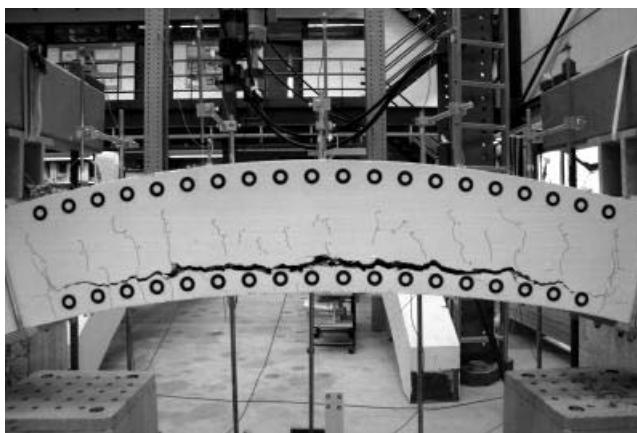
Figure B.12: Allongements de la fibre située à 0.05 m de la surface inférieure, mesurés par les capteurs Ω (base de mesure $\ell_0 = 100$ mm) fixés sur la face latérale de l'élément pour différents niveaux de charge

B.3.4 Essais ECP5-6

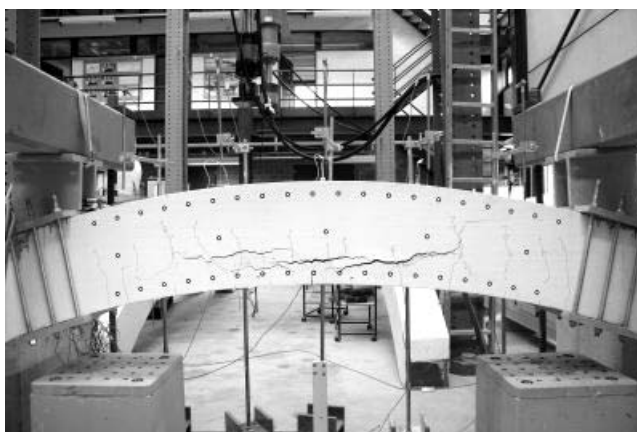
Le comportement de l'élément ECP5 est assez similaire à celui des éléments ECP1-4. La fissuration de flexion dans la zone située entre les charges est cependant plus marquée à proximité des charges qu'au centre de l'élément. La rupture se produit dans la phase élastique de l'armature selon le même mode de rupture que celui observé sur les éléments précédents (voir figure B.13a).

Le comportement de l'élément ECP6, en particulier la fissuration, est un peu différent. Avant la rupture, des fissures inclinées se forment à partir des fissures de flexion dans la zone où se trouve l'extrémité des barres d'armature. La rupture se produit alors selon un mode très différent avec la formation de trois fissures principales à peu près horizontales (voir figure B.13b).

La figure B.14 présente un aperçu des mesures effectuées sur les éléments ECP5 et 6 et les compare avec l'élément ECP2 qui contient une armature similaire (3 \varnothing 22). La charge de rupture avec joint de recouvrement standard (ECP5) est inférieure à la charge de rupture de l'élément ECP2 (73% de $Q_{R,ECP2}$). Le détail particulier testé par l'élément ECP6 ne s'avère pas efficace, puisque la charge de rupture est encore plus basse (61% de $Q_{R,ECP2}$). Il faut cependant remarquer que l'élément ECP2 se rompt après plastification des armatures ce qui n'est pas le cas pour les éléments ECP5 et EPCP6.



a)



b)

Figure B.13: Etat à la rupture: a) ECP5 et b) ECP6

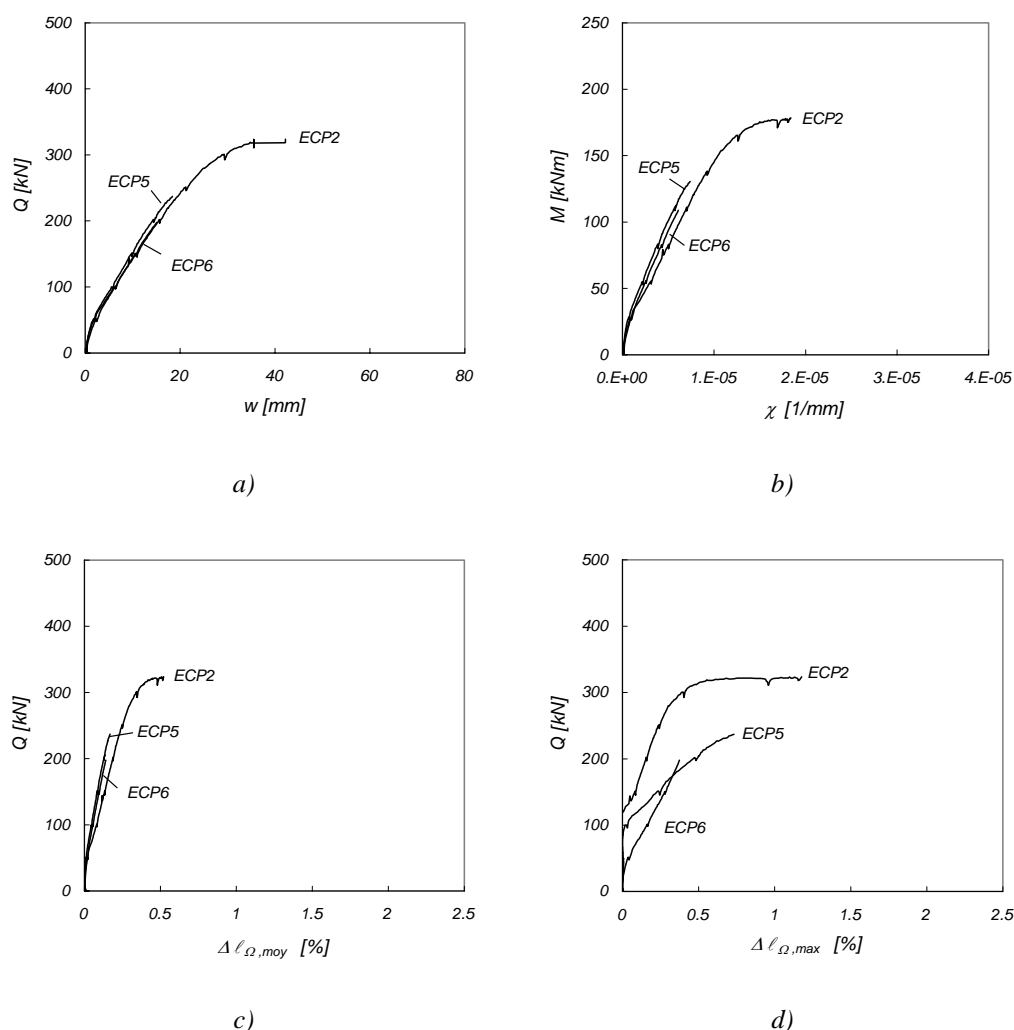


Figure B.14: Résultats des essais ECP2, 5 et 6: a) charge – flèche à mi-travée b) moment – courbure moyenne calculée sur la zone $M = \text{constante}$ c) charge – allongement moyen mesuré par les capteurs Ω (base de mesure $\ell_0 = 100$ mm) sur la zone $M = \text{constante}$ d) charge – allongement maximal mesuré par les capteurs Ω (plage de mesure $\Delta \ell = 100$ mm) sur la zone $M = \text{constante}$

B.4 Proposition d'adaptation de la norme SIA 262

La SIA 262 préconise l'utilisation d'une résistance à la traction réduite qui correspond à 50% de la valeur caractéristique fractile 5% ($k = 0.5$, SIA 2003c, art. 5.2.7.1). Les essais montrent cependant que cette valeur se situe du côté de l'insécurité.

Les règles décrites dans les paragraphes suivants sont proposées en vue d'une adaptation de cette norme.

B.4.1 Cas sans joint de recouvrement

La valeur mesurée lorsque l'armature est en stade élastique est en effet inférieure à $k = 0.5$ et la situation s'aggrave encore lorsque des déformations plastiques se produisent.

Sur la base des essais, il paraît justifié d'adapter la norme en déterminant la résistance de calcul à l'éclatement de l'enrobage par barre d'armature selon :

$$U_{Rd} = k \cdot f_{ctd} \cdot b_{ef} \quad (\text{B.10})$$

avec : $k=1/3$ pour un calcul sans redistributions plastiques importantes

ou $k=1/6$ pour un calcul avec redistributions plastiques

et $f_{ctd} = \frac{f_{ct,0.05k}}{\gamma_c}$ selon SIA 262

$$b_{ef} = s - \emptyset \leq 2\sqrt{3}(c + \emptyset/2) \text{ (barres uniformément réparties)}$$

La figure B.15 montre que ces propositions sont en accord avec les essais réalisés.

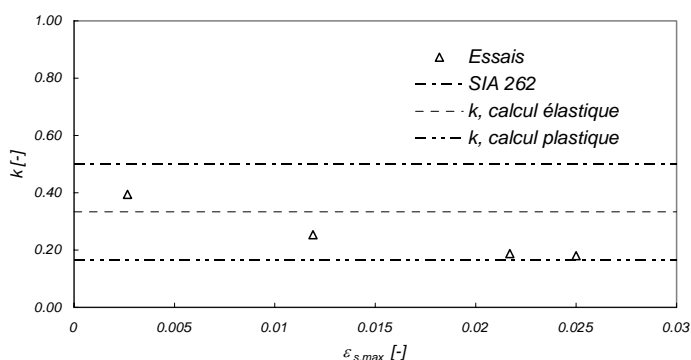


Figure B.15: Proposition d'adaptation de la norme SIA 262: comparaison avec les essais

La norme SIA 262 (art. 5.2.7.1) requiert que la vérification soit faite à la plastification de l'armature. Ceci est sujet à interprétation et doit donc également être précisé.

La résistance à l'éclatement de l'enrobage ne doit pas être dépassée même pour des valeurs élevées de la limite d'écoulement de l'armature. Il convient donc d'utiliser pour la vérification une valeur de dimensionnement basée sur une valeur caractéristique supérieure (fractile 95%). En l'absence d'autre information, cette valeur peut être obtenue approximativement à partir de la limite d'écoulement caractéristique fractile 5% en admettant que (écart-type de 25 MPa) :

$$f_{s,0.95k} \cong 1.2 \cdot f_{s,0.05k} \quad (\text{B.11})$$

La sollicitation de calcul par barre d'armature peut alors s'écrire :

$$U_d = \frac{\emptyset^2}{4} \pi \cdot f_{s,0.95k} \cdot \gamma_s \cdot \frac{1}{R} \quad (\text{B.12})$$

Le coefficient partiel appliqué à l'acier d'armature $\gamma_s = 1.15$ multiplie la valeur caractéristique de sorte à obtenir une situation défavorable.

La vérification est ensuite effectuée en comparant la résistance à la sollicitation selon :

$$U_{Rd} \geq U_d \quad (\text{B.13})$$

Si l'inéquation B.13 n'est pas satisfaite, des mesures doivent être prises pour améliorer la situation. Une possibilité est de disposer des étriers dimensionnés pour reprendre toute la sollicitation.

La figure B.16 présente la limite $U_{Rd} = U_d$ pour un béton C30/37, un acier d'armature B500B, une section d'épaisseur $h = 0.4$ m et pour des rayons de courbure des barres de 3.5 et 5.15 m.

Pour un rayon de courbure de $R = 5.15$ m qui correspond à une géométrie standard pour les tranchées couvertes en Suisse, le diamètre maximal utilisable pour un espacement typique $s = 150$ mm est de $\varnothing = 22$ mm et $\varnothing = 16$ mm respectivement pour un calcul sans et avec redistributions plastiques. La limitation est plus sévère pour des rayons de courbure plus petits.

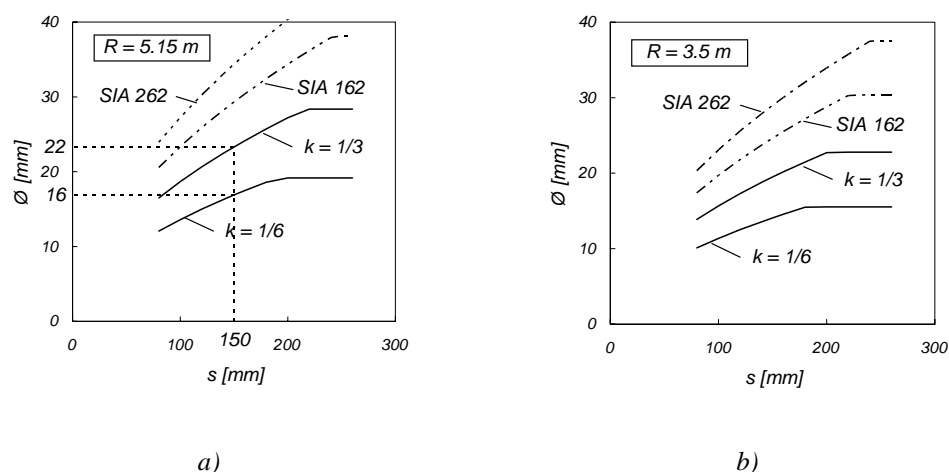


Figure B.16: Comparaison entre la proposition et les normes SIA 162 et 262: diamètre des barres maximal en fonction de l'espacement pour une voûte d'épaisseur $h = 0.4$ m et un rayon des barres d'armature a) $R = 5.15$ m et b) $R = 3.5$ m (béton C30/37, armature B500B selon SIA 262)

La figure donne aussi les limites calculées à partir des normes SIA 162 (SIA 1993) et 262 (SIA 2003c) selon une interprétation de ces documents. Les résistances à la traction du béton (contrainte moyenne à la rupture) et les limites d'écoulement de l'acier utilisées pour la comparaison sont résumées au tableau B.4.

Tableau B.4: Résistances à la traction du béton (contrainte moyenne à la rupture) et limite d'écoulement de l'acier pour la comparaison (béton C30/37)

	SIA 162	SIA 262	Proposition
$f_{c,d}$ [MPa]	$0.5/1.2 = 0.42^1$	0.68	0.45
f_{sd} [MPa]	$460/1.2 = 383^1$	435	690
f_{sd}/f_{ctd} [-]	920	639	1533

¹ selon SIA 162, $\gamma_R = 1.2$

La figure B.16 montre que la proposition est en première vue beaucoup plus conservatrice que la SIA 162 et que la SIA 262. Le tableau B.4 montre cependant que la différence est principalement due au choix de la limite d'écoulement à considérer pour

la vérification, qui est beaucoup plus sécuritaire dans la proposition. Cette valeur est sujette à interprétation tant dans la SIA 162 que dans la SIA 262.

La comparaison des contraintes moyennes dans le béton à la rupture montre que la proposition est en réalité assez proche de la SIA 162. La SIA 262 est par contre trop favorable. Cette dernière est moins prudente que l'ancienne norme SIA 162.

B.4.2 Cas avec joint de recouvrement

Les essais ont montré que la présence d'un joint de recouvrement engendrait un affaiblissement de la structure. La norme SIA 262 mentionne cet effet sans pourtant donner des indications pour le quantifier (SIA 2003c, art. 5.2.6.4).

Les essais montrent que l'équation B.10 reste applicable en réduisant cependant le facteur k d'un tiers par rapport au cas sans joint de recouvrement :

$$k = 2/3 \cdot 1/3 = 2/9 \quad (\text{B.14})$$

La largeur nette participant à la reprise des forces de déviation doit en plus être réduite pour tenir compte de la présence des barres supplémentaires.

Conformément à la SIA 262 (SIA 2003c, art. 5.2.6.2), les joints de recouvrement ne doivent pas être disposés dans les zones fortement sollicitées. Selon cette règle, le cas avec déformations plastiques de l'armature et joint de recouvrement n'est pas envisageable.

Le recouvrement des barres d'armature et donc le schéma d'armature doivent être conçus de sorte que cette vérification ne devienne pas déterminante.

C Pratique actuelle en Suisse dans le domaine des tranchées couvertes

Table des matières

C.1	Introduction.....	C-1
C.2	Généralités	C-1
C.3	Conception.....	C-2
C.4	Méthodes de calcul et de dimensionnement	C-3
C.4.1	Méthode aux modules de réaction.....	C-3
C.4.2	Méthode aux éléments finis.....	C-6
C.5	Modélisation de la structure.....	C-9
C.6	Comportement longitudinal	C-9

C.1 Introduction

Les paragraphes suivants présentent l'état actuel de la pratique en Suisse dans le domaine des tranchées couvertes en mettant l'accent sur les méthodes d'analyse utilisées. Cette description se base sur la documentation de l'Office Fédéral des Routes établie par Vollenweider et Pralong (Vollenweider, Pralong 1998).

C.2 Généralités

Les tranchées couvertes constituent des structures complexes, composées de la structure en béton armé, du sol de fondation, des remblais latéraux et de couverture et de l'interface entre la structure et le sol en contact. Vollenweider et Pralong parlent alors de « structure globale » pour caractériser l'ensemble de ces composants qui interagissent les uns avec les autres (Vollenweider, Pralong 1998). Le sol représente ainsi la charge principale que la structure doit supporter. Le sol représente aussi une résistance qui peut être activée par le déplacement de la structure.

Les auteurs reconnaissent que la modélisation de ce type de structure est difficile, d'une part car le comportement de la structure globale est complexe et d'autre part car il réside des incertitudes importantes inévitables sur les propriétés du sol.

Dans ce contexte, la modélisation est vue comme un outil pour justifier la forme et les dimensions de la structure. Les expériences sur des ouvrages semblables déjà construits et des mesures constructives éprouvées participent aussi à l'élaboration d'un projet réussi. La modélisation doit cependant permettre de vérifier d'une part que le comportement de la structure à l'état de service est satisfaisant et d'autre part que le niveau de sécurité atteint par le dimensionnement est suffisant.

La plus grande prudence est en outre demandée lors du choix des hypothèses de calcul, en particulier concernant les propriétés du sol admises pour le calcul des différents états limites. Généralement, la valeur de calcul est déterminée sur la base de la valeur

caractéristique qui correspond à un fractile 5% des valeurs moyennes. Celle-ci correspond à une estimation prudente de la valeur moyenne de la grandeur et doit être représentative de la portion de sol considérée. Elle peut être inférieure ou supérieure à la valeur moyenne en fonction de son influence positive ou négative sur le comportement de la structure. Selon Vollenweider et Pralong, la valeur caractéristique d'une grandeur peut être estimée sur la base de la valeur moyenne et de la valeur extrême par la relation C.1.

$$y_k = y_m - \alpha(y_m - y_{extr}) = \alpha \cdot y_{extr} + (1 - \alpha) \cdot y_m \quad (\text{C.1})$$

avec y_k = valeur caractéristique, y_m = valeur moyenne, y_{extr} = valeur extrême, $\alpha = 0.20$ pour une bonne base d'information, $\alpha = 0.40$ pour une base d'information limitée

C.3 Conception

La conception des tranchées couvertes consiste principalement à choisir la forme de la section et l'épaisseur des éléments de structure. La littérature traite relativement peu de cet aspect et les choix se font principalement sur la base des expériences acquises et par la comparaison des différentes variantes possibles.

Les tranchées couvertes de type cadre sont souvent préférées, car elles sont simples à construire et nécessitent une section plus petite pour un gabarit donné. Elles ne permettent cependant pas de supporter des couvertures de terre importantes. Dans de tels cas, la réalisation d'une voûte, beaucoup plus efficace statiquement, devient nécessaire (voir chapitre 2.1.2).

Vollenweider et Pralong rendent attentif au fait que pour obtenir un comportement satisfaisant à l'état de service, il vaut mieux dans certains cas choisir une structure souple qui s'adapte aux sollicitations plutôt qu'une structure rigide qui s'y oppose. Aucune règle n'est par contre avancée pour le choix de l'épaisseur à privilégier. Seule l'épaisseur minimale de 0.3 m est spécifiée. Cet effet transcrit en réalité la formation d'effets de voûte dans le sol lorsque la structure se déforme, de manière similaire aux conduites enterrées discutées au chapitre 3.2.2. Ceci est également mentionné dans le cadre d'un article de Bischoff et Zuber, consacré à la réalisation d'une tranchée couverte en 1976 (Bischoff, Zuber 1976). La figure C.1 tirée de cet article illustre cette idée.

Selon Vollenweider et Pralong, un choix habile du processus de construction permet aussi d'atteindre facilement les exigences requises à l'état de service.

La problématique des effets de voûte ressort dans ce document. Aucune règle de conception n'est par contre avancée.

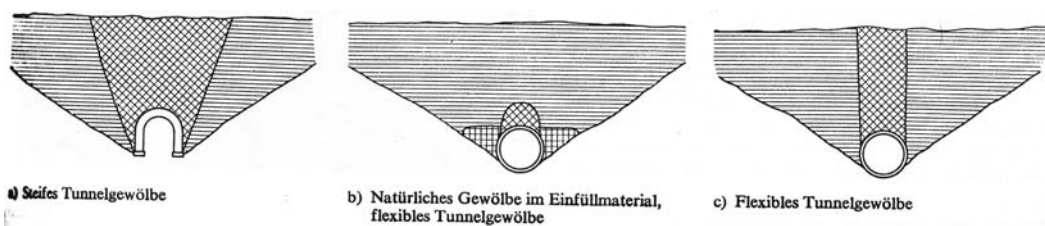


Figure C.1: Voûte souple et voûte rigide (figure tirée de Bischoff, Zuber 1976)

C.4 Méthodes de calcul et de dimensionnement

Il existe deux méthodes principales pour effectuer le calcul statique des tranchées couvertes : la méthode aux modules de réaction et la méthode aux éléments finis. Les deux méthodes, qui proposent une modélisation différente de la structure et de son interaction avec le sol, sont décrites brièvement ci-dessous en se basant principalement sur la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998).

Hypothèse des déformations planes

Les tranchées couvertes sont des structures tridimensionnelles. Selon Vollenweider et Pralong, une modélisation plane de la structure (section transversale) est cependant suffisante dans la plupart des cas. Cette hypothèse, qui revient à admettre un état plan de déformation, est rigoureusement correcte si la structure est infiniment longue et si la géométrie, les propriétés des matériaux et les conditions aux limites sont uniformes sur toute la longueur de l'ouvrage. Cette simplification est dans de nombreux cas acceptable. Dans les zones de discontinuité, des considérations doivent être faites pour évaluer les effets tridimensionnels qui doivent être pris en compte s'ils sont importants.

C.4.1 Méthode aux modules de réaction

La méthode aux modules de réaction consiste à modéliser la structure par des barres (ou des éléments de dalle ou de coque pour un modèle 3D) appuyées sur des ressorts unidirectionnels, généralement élastiques linéaires.

La structure est ensuite soumise à des charges imposées provoquées par les remblais latéraux (poussées), par la couverture de terre (surcharge) et par d'autres actions extérieures (eau, trafic...). La réponse de la structure est obtenue par les méthodes traditionnelles de la statique utilisées dans le domaine des structures du génie civil. Le haut degré d'hyperstaticité de la structure nécessite généralement le recours à un programme de calcul pour la résolution. Le principe de la méthode est représenté à la figure C.2.

L'action du sol sur la structure est donc considérée d'une part par des charges imposées et d'autre part par la présence d'appuis élastiques qui simulent la réaction du sol lorsqu'il s'oppose au déplacement de la structure.

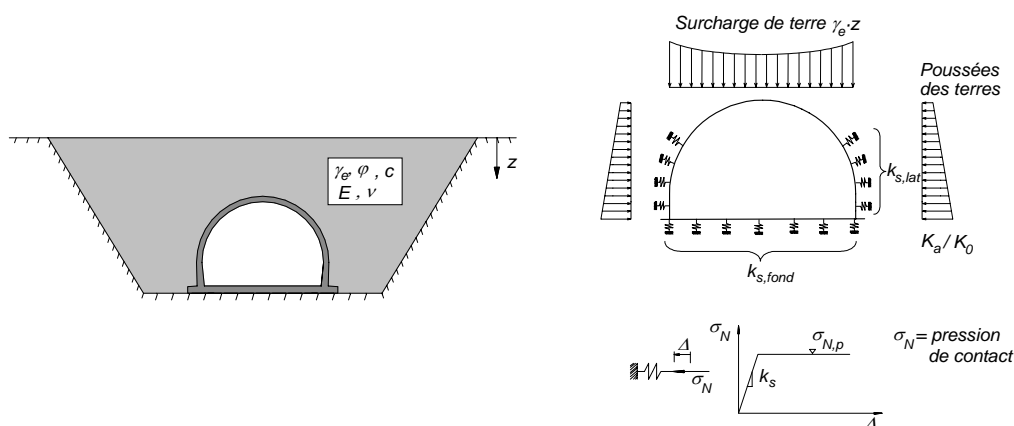


Figure C.2: Principe de la méthode aux modules de réaction

Charges imposées provoquées par le remblai

La détermination des charges induites par les remblais latéraux et par la couverture de terre est faite dans une première étape avant le calcul statique proprement dit.

La surcharge de terre correspond généralement au poids de la colonne de terre située entre la structure et la surface libre. Pour la sécurité structurale, une couche supplémentaire fictive d'une épaisseur de 0.5 m est considérée sur la surface libre.

La prise en compte d'un appel de charge provoqué par la structure lorsque sa rigidité est importante, similaire à l'effet discuté au paragraphe 3.2.2, est possible par l'équation C.2. Vollenweider et Pralong (Vollenweider, Pralong 1998) conseillent cependant de compenser cet effet par des mesures constructives adéquates.

$$q = \gamma_e \cdot \Delta h \cdot \left(1 + K \cdot \frac{\Delta h}{B} \cdot \tan \varphi'\right) \quad (\text{C.2})$$

avec q = charge par mètre linéaire calculée sur une surface horizontale, γ_e = poids volumique du sol, K = coefficient de poussée des terres, φ' = angle de frottement effectif du sol, Δh = couverture de terre, B = largeur de la structure porteuse.

La poussée des terres est déterminée sur la base d'une répartition triangulaire des contraintes horizontales dans le remblai. A l'état de service, une valeur située entre la valeur active (définie par l'état actif de Rankine) et la valeur au repos est généralement admise. A l'état ultime, il est admis que les déplacements de la structure sont suffisants pour atteindre l'état actif. La résultante ainsi calculée est ensuite distribuée selon des diagrammes simplifiés en fonction de la hauteur relative du remblai par rapport à la hauteur de la structure comme le montre la figure C.3.

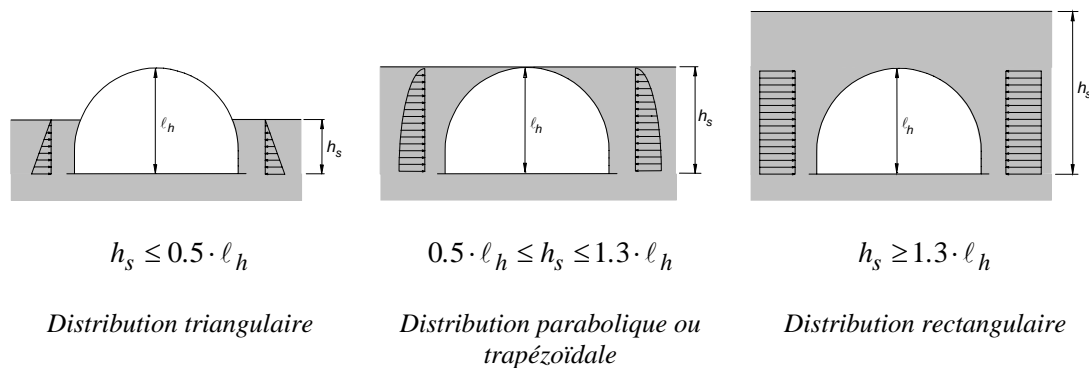


Figure C.3: Distribution des poussées en fonction de la hauteur du remblai d'après Vollenweider, Pralong 1998

L'effet du compactage sur l'intensité des poussées des terres doit également être évalué en fonction du procédé de compactage retenu. Il induit normalement une augmentation de la poussée dans les couches supérieures du remblai, qui est généralement considérée en admettant une poussée constante dans ces couches.

Appuis élastiques

Les appuis élastiques reproduisent de façon simplifiée la résistance du sol aux déformations. Ils doivent ainsi être disposés dans les zones où le sol (sol de fondation ou les remblais) s'oppose au déplacement de la structure. Généralement, la réaction du sol tangente à la structure est négligée et les ressorts sont disposés perpendiculairement à la surface de la structure.

Le coefficient de réaction du sol k_s , qui définit la rigidité des ressorts, n'est pas une propriété intrinsèque du sol. Elle dépend des propriétés élastiques du sol mais aussi de la géométrie de la structure. Pour le sol de fondation, ce coefficient est généralement choisi sur la base d'un calcul des tassements attendus à l'état considéré ou sur la base de l'expérience. Pour les remblais latéraux, des valeurs approximatives peuvent être calculées pour des structures totalement enterrées, selon les expressions C.3 et C.4.

$$k_s = 0.5 \div 1.5 \cdot \frac{E}{\ell_h} \quad (\text{C.3})$$

pour une structure de section rectangulaire, où E est le module élastique du sol et ℓ_h est la hauteur de la structure,

$$k_s = 0.5 \div 1.5 \cdot \frac{E}{R} \quad (\text{C.4})$$

pour une structure de section circulaire, où R est le rayon moyen de la structure.

Comme les zones où les ressorts sont actifs ne sont pas connues précisément, le modèle doit généralement être adapté après un premier calcul. De plus, les réactions obtenues doivent être confrontées à des valeurs limites pour vérifier qu'elles ne dépassent pas localement la résistance du sol et qu'elles sont compatibles avec les propriétés de l'interface, notamment sa résistance au frottement. La résistance du sol est normalement admise égale à la poussée passive (état passif de Rankine). Pour la vérification de la sécurité structurale, cette résistance est cependant réduite par un coefficient de résistance $\gamma_R = 1.5$. Plusieurs itérations peuvent ainsi s'avérer nécessaires pour résoudre un cas de charge donné.

Dimensionnement

La démarche de dimensionnement selon cette méthode est très proche de la démarche requise par la SIA 160 pour les autres structures (SIA 1989, aujourd'hui SIA 260, SIA 2003a). La sécurité structurale est vérifiée pour différentes situations de risque alors que l'aptitude au service est vérifiée pour différents états d'utilisation. Les situations de risque, respectivement les états d'utilisation, correspondent à des scénarii envisageables pour la structure.

Les situations de risque sont composées d'une action prépondérante et de plusieurs actions concomitantes multipliées par leur facteur de charge correspondant. Les trois situations de risque principales à considérer sont données dans le tableau C.1. Seules les actions du sol et de l'eau y sont représentées. Les autres actions peuvent être incluses selon les directives de la norme SIA 160 (aujourd'hui SIA 260).

Les états d'utilisation sont générés selon la même philosophie en admettant tous les facteurs de charge égaux à 1.0.

La vérification de la stabilité d'ensemble de la structure sous l'effet de la poussée d'Archimède est effectuée de la même manière mais avec des facteurs de charge moins sévères.

Tableau C.1: Situations de risque pour la méthode aux modules de réaction selon Vollenweider, Pralong 1998

<i>Situation de risque</i>	<i>Surcharge de terre</i>	<i>Poussée des terres</i>	<i>Nappe souterraine</i>
<i>Surcharge de terre :</i>	1.5 si $\Delta h < 2$ m 1.3 si $\Delta h > 6$ m	$1.3/0.8$	1.0
<i>Poussée des terres :</i>	$1.3/0.8$ si $\Delta h < 2$ m $1.1/0.9$ si $\Delta h > 6$ m	1.5	1.0
<i>Nappe souterraine:</i>	$1.3/0.8$ si $\Delta h < 2$ m $1.1/0.9$ si $\Delta h > 6$ m	$1.3/0.8$	1.2

Les situations de risque décrites sont en réalité adaptées et complétées en fonction des particularités du cas traité. Les étapes de remblayage critiques doivent entre autres être considérées lors de la vérification.

La figure C.4 montre quelques situations de risque proposées par Vollenweider et Pralong pour la vérification de la sécurité structurale d'un tunnel de type voûte. La situation de risque « poussée des terres » est déclinée en plusieurs cas pour tenir compte d'une situation symétrique ou asymétrique des conditions latérales. Le chargement asymétrique est reconnu comme une situation sensible pour ce type de structure et fait par conséquent l'objet d'une situation de risque adaptée. Les appuis de la structure, représentés schématiquement, sont aussi adaptés à la situation de risque.

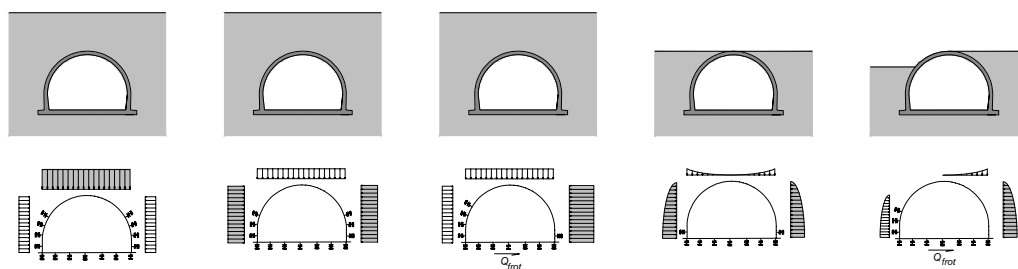


Figure C.4: Exemples de situations de risque (action prépondérante en gris, selon Vollenweider, Pralong 1998)

C.4.2 Méthode aux éléments finis

La modélisation par la méthode aux éléments finis se base sur la discrétisation du milieu étudié pour résoudre les équations différentielles qui régissent son comportement. La démarche consiste dans un premier temps à construire un maillage prenant en compte les différents éléments du système, puis à choisir les lois de comportement pour chaque matériau et enfin à résoudre le problème numériquement.

La solution obtenue est par conséquent une approximation et sa précision dépend de la qualité et de la finesse de la discrétisation.

Son application aux structures enterrées permet d'obtenir une représentation complète du comportement de la structure globale, en tenant compte notamment :

- du sol comme un milieu continu discrétisé,
- de la présence d'une interface entre le sol et la structure aux propriétés particulières par le biais d'éléments de contact,
- de la structure modélisée par des éléments de structure ou de milieu continu,
- de la présence d'eau en régime permanent ou transitoire,
- des étapes d'excavation, de construction et de remblayage.

De nombreuses lois de comportement ont été développées pour modéliser le comportement complexe du sol dans ses phases élastique et plastique ainsi que sous chargement et déchargement (voir par exemple Zace Service SA 2003). Il faut garder à l'esprit cependant que les lois très raffinées nécessitent la définition de nombreux paramètres qui sont souvent difficiles à déterminer expérimentalement. Selon Vollenweider et Pralong (Vollenweider, Pralong 1998), une loi de comportement élastique linéaire est suffisante pour la plupart des cas. Cette affirmation est acceptable dans certains cas seulement (voir chapitre 5).

La structure peut elle aussi être modélisée à l'aide de différentes lois de comportement. Le comportement de la structure est cependant souvent simplifié en pratique (calcul élastique avec rigidité réduite pour tenir compte de la fissuration). L'utilisation d'éléments de structure de type poutre (ou de type plaque et coque pour un modèle 3D) facilite la modélisation du comportement puisqu'elle suit l'approche habituelle de l'analyse des structures. Par exemple, le comportement d'une poutre en béton armé peut ainsi être introduit simplement par une loi moment-courbure qui tient compte de la fissuration du béton et de la plastification de l'armature. Un calcul avec de tels éléments fournit en outre les efforts sous un format directement utilisable pour la vérification et le dimensionnement de la structure.

Actions du sol

Puisque le sol fait partie intégrante du modèle de calcul, l'action du sol sur la structure est directement prise en compte par la méthode par l'intermédiaire du poids volumique du sol et de la géométrie du modèle. L'hypothèse simplificatrice et discutable sur l'intensité et la distribution de la poussée des terres contre la structure n'est en outre plus nécessaire. La prise en compte de l'effet du compactage sur l'état de contraintes est cependant nécessaire.

Dimensionnement

Selon Vollenweider et Pralong, les règles appliquées à la méthode aux modules de réaction ne sont pas adaptées aux particularités de la méthode aux éléments finis, car l'action provoquant les charges principales que la structure doit supporter est incluse dans le modèle de calcul. Les auteurs proposent alors une démarche de substitution pour reproduire les situations de risque définies au tableau C.1. Celle-ci consiste à choisir les propriétés du remblai de façon à créer des situations défavorables pour les différentes parties de la structure. Les propriétés admises pour reproduire les trois situations de risque principales sont données au tableau C.2.

Pour la situation « surcharge de terre », les auteurs proposent d'augmenter la hauteur du remblai de 30% à 50% selon la couverture de terre, ou de placer une surcharge complémentaire équivalente sur les zones défavorables en fonction de la situation de risque considérée. Dans le tableau, par souci de lisibilité, cet effet est considéré en augmentant le poids volumique des couches situées au-dessus du tunnel.

Tableau C.2: Situations de risque pour la méthode aux éléments finis selon Vollenweider, Pralong 1998

<i>Situation de risque</i>	<i>Poids volumique des terres situées sur la structure¹</i>	<i>Propriétés des remblais</i>		<i>Niveau de la nappe</i>
		<i>E</i>	<i>ν</i>	
<i>Surcharge de terre :</i>	$\gamma_{ed} = 1.5 \gamma_{ek}$ si $\Delta h < 2 \text{ m}$ $\gamma_{ed} = 1.3 \gamma_{ek}$ si $\Delta h > 6 \text{ m}$	E_k	ν_k	<i>Niveau extrême</i>
<i>Poussée des terres :</i>	γ_{ek}	$E_d = 2.0 E_{k,sup}$ ² ou $E_d = 0.5 E_{k,inf}$ ²	$\nu_d = 0.2$ ou $\nu_d = 0.5$	<i>Niveau extrême</i>
<i>Nappe souterraine:</i>	γ_{ek}	E_k	ν_k	<i>Niveau extrême</i>

¹ une couche fictive d'épaisseur + 0.5 m, disposée défavorablement sur la surface libre est ajoutée le cas échéant

l'indice k dénote une valeur caractéristique

² la valeur caractéristique supérieure ou inférieure doit être choisie selon l'influence défavorable ou favorable du module d'élasticité

Pour les propriétés du remblai, le choix d'une valeur maximale ou minimale pour le module d'élasticité, respectivement pour le coefficient de Poisson est fait de façon à créer la situation la plus défavorable. Les propriétés du remblai peuvent aussi être modifiées par zones pour reproduire de manière analogue les situations symétriques et asymétriques présentées à la figure C.4.

Une analyse de sensibilité est recommandée par Vollenweider et Pralong pour évaluer l'importance et l'influence de chaque propriété sur le comportement de la structure.

Les autres actions sont considérées selon l'approche traditionnelle en les multipliant par les facteurs de charge définis par la SIA 160 (SIA 1989, aujourd'hui SIA 260, SIA 2003a).

Aucune spécification (ou facteur) n'est par contre donnée concernant les propriétés de résistance du sol, probablement car il est admis implicitement qu'une analyse linéaire élastique est suffisante pour la plupart des cas. Les valeurs de calcul de l'angle de frottement et de la cohésion sont néanmoins mentionnées mais pas spécifiées.

Vollenweider et Pralong reconnaissent que la modélisation par éléments finis est particulièrement sensible et que les efforts obtenus peuvent varier significativement selon les choix de modélisation. Ils recommandent d'introduire un coefficient de modèle pour tenir compte de ces incertitudes. Le coefficient de modèle γ_{mod} est choisi en fonction de la situation examinée :

- $\gamma_{mod} = 1.0$ pour des calculs représentatifs facilement contrôlables
- $\gamma_{mod} = 1.2$ pour les conditions compliquées, pour lesquelles il est difficile d'avoir une vue d'ensemble
- $\gamma_{mod} = 1.0$ lorsque la formation de rotules plastiques est admise lors de la vérification de la sécurité structurale

Ce coefficient de modèle est appliqué soit à l'effort normal, soit au moment de flexion, mais pas simultanément. Les efforts ainsi obtenus sont utilisés pour la vérification de la sécurité structurale.

C.4.3 Modélisation de la structure

Aucune spécification particulière n'est demandée quant à la modélisation de la structure, que cela soit dans l'une ou l'autre méthode. Les règles usuelles valables dans le calcul des structures en béton armé s'appliquent aussi dans le cas des tranchées couvertes. L'influence de la fissuration et de la plastification des sections sur le comportement devrait par conséquent être évaluée.

Vollenweider et Pralong autorisent explicitement le calcul plastique des voûtes lors de la vérification de la sécurité structurale. La prise en compte de la formation de rotules plastiques aux endroits les plus sollicités est admise moyennant la vérification de la ductilité de la structure et de la stabilité du système. La structure est admise stable si les déformations n'augmentent pas de façon disproportionnée lorsque les charges augmentent de 20%. Les limites de ductilité ne sont pas discutées.

C.4.4 Comportement longitudinal

Lorsque des tassements différentiels sont attendus dans le sens longitudinal de l'ouvrage par exemple suite à une hétérogénéité du sol de fondation ou à un changement de la géométrie du remblai ou des charges extérieures, une analyse du comportement longitudinal de la structure est nécessaire.

Selon Vollenweider et Pralong, des modèles simples sont généralement suffisants. La modélisation du tunnel par une poutre reposant sur des appuis élastiques (méthode aux modules de réaction) est proposée comme une alternative. Les coefficients de réaction doivent dans ce cas être évalués en fonction des tassements attendus au droit de chaque section.

Une modélisation tridimensionnelle par la méthode aux éléments finis permet de tenir compte directement de ces effets.

D Normes actuelles et formats de sécurité

Table des matières

D.1	SIA 267 (2003)	D-1
D.1.1	Format de vérification	D-1
D.1.2	Valeur caractéristique des grandeurs géotechniques	D-2
D.1.3	Valeurs de calcul des grandeurs géotechniques	D-3
D.1.4	Action et résistance du terrain de fondation	D-3
D.1.5	Interaction sol-structure	D-4
D.1.6	Utilisation de la méthode aux éléments finis	D-4
D.1.7	Ouvrages de soutènement	D-5
D.2	Eurocode 7 (1995)	D-5
D.3	Formats de sécurité actuels	D-6
D.3.1	Remarque préliminaire	D-6
D.3.2	Format de sécurité sur la structure	D-6
D.3.3	Format de sécurité sur le sol	D-7
D.3.4	Voûte sous chargement symétrique – couverture de terre importante	D-7
D.3.5	Paroi latérale en stade de construction	D-11
D.3.6	Coefficient de modèle	D-13
D.3.7	Conclusions	D-13

D.1 SIA 267

La norme SIA 267 (SIA 2003b) est la première norme suisse traitant de manière regroupée les aspects de la géotechnique et son introduction récente (2003) s'inscrit dans le processus d'harmonisation des normes au niveau européen. Certains points de cette norme sont discutés ci-après.

D.1.1 Format de vérification

L'analyse structurale et le dimensionnement sont effectués selon l'approche déjà utilisée et éprouvée dans le domaine des structures. La vérification de la sécurité structurale consiste à comparer l'effet d'action de calcul à la résistance de calcul :

$$E_d \leq R_d \quad (\text{D.1})$$

Pour les ouvrages géotechniques, la valeur de calcul de l'effet d'action E_d est déterminée selon (SIA 267, chiffre 5.3.4.1 ou SIA 260, 4.4.2.5) :

$$E_d = E \left\{ \gamma_F \cdot F_{rep}, X_d, a_d \right\} \quad (\text{D.2})$$

$$\text{ou} \quad E_d = \gamma_s \cdot E \{ \gamma_f \cdot F_{rep}, X_d, a_d \} \quad (\text{D.3})$$

avec γ_F = facteur de charge, γ_f = facteur partiel sur une action, γ_s = facteur partiel sur l'effet d'une action, F_{rep} = valeur représentative d'une action (\approx valeur caractéristique), X_d = valeur de calcul des propriétés des matériaux et a_d = valeur de calcul des grandeurs géométriques.

Si la résistance est incluse dans le modèle de la structure, la valeur de calcul de la résistance R_d est déterminée selon (chiffre 5.3.5.1) :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ F_{R,d}, X_d, a_d \} \quad (\text{D.4})$$

avec $F_{R,d}$ = valeur de calcul d'une action générant une résistance du terrain de fondation et γ_R = facteur partiel pour la résistance ultime. Selon la précision du modèle, ce coefficient vaut $\gamma_R = 1.0 - 1.2$ (voir chiffre 5.3.4.3).

Si la résistance est considérée comme une grandeur indépendante du modèle de la structure, la valeur de calcul est donnée par (chiffre 5.3.5.5) :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_M} \eta R_k \quad (\text{D.5})$$

avec γ_M = coefficient de résistance (généralement $\gamma_M = 1.4$, chiffre 5.3.5.6), η = facteur de conversion et R_k = valeur caractéristique de la résistance.

La norme prévoit quatre états limites à considérer lors de la vérification de la sécurité structurale (chiffre 5.2). Dans le cas des tranchées couvertes, l'état limite type 2, qui concerne la résistance de la structure ou d'une partie de la structure, fait directement intervenir l'interaction entre le sol et la structure. Cet état limite est donc d'un intérêt particulier dans le cadre de cette étude.

D.1.2 Valeur caractéristique des grandeurs géotechniques

La valeur caractéristique utilisée dans les normes SIA 260 (SIA 2003) et suivantes correspond à un fractile 5% (ou 95%). C'est donc une valeur statistique. La détermination des valeurs caractéristiques de grandeurs géotechniques se base inévitablement sur une connaissance limitée du terrain de fondation ce qui rend impossible un traitement statistique représentatif de l'ensemble du terrain concerné par le projet. Les valeurs utilisées sont alors des valeurs estimées prudentes dans le cadre du projet étudié.

Selon le cas, une valeur supérieure ou inférieure à la valeur estimée probable doit être choisie pour créer la situation la plus défavorable (chiffre 4.2.1.4).

La relation donnée par Vollenweider et Pralong (Vollenweider, Pralong 1998, annexe C, équation C.1, voir aussi Lutz 2003) peut être utilisée pour déterminer la valeur caractéristique sur la base de la valeur moyenne (probable) et de la valeur extrême.

Le rôle et l'importance de la reconnaissance du terrain sont clairement stipulés dans la SIA 267 (chiffre 3.2). Celle-ci doit être à la mesure de l'ouvrage réalisé et est généralement effectuée en plusieurs étapes, répondant ainsi aux besoins du projet. Les tranchées couvertes peuvent être considérées comme des ouvrages importants et doivent à ce titre faire l'objet d'une campagne de reconnaissance en conséquence. La

profondeur jusqu'à laquelle la reconnaissance est effectuée doit d'ailleurs être à l'échelle des charges en jeu, qui peuvent être considérables si le remblai est mis en place sans excavation préalable.

D.1.3 Valeurs de calcul des grandeurs géotechniques

La valeur de calcul d'une grandeur géotechnique X_d est obtenue en divisant la valeur caractéristique X_k par le facteur partiel correspondant γ_m :

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (\text{D.6})$$

Les facteurs partiels pour les matériaux sont donnés par la norme (chiffre 5.3.2 et tableau 1). Les facteurs principaux sont résumés au tableau D.1.

Tableau D.1: Facteurs partiels γ_m pour des grandeurs géotechniques selon SIA 267 (SIA 2003b)

Paramètre du terrain		Facteur partiel
Charge volumique du sol	γ_e	$\gamma_\gamma = 1.0$
Tangente de l'angle de frottement	$\tan\varphi'$	$\gamma_\varphi = 1.2$
Cohésion effective	c'	$\gamma_c = 1.5$
Module d'élasticité	E	chiffre 5.3.2.5
Coefficient de Poisson	ν	-

Lorsque des déformations peuvent conduire à une défaillance de la structure porteuse, le facteur partiel pour le module de déformation ou de compressibilité (M_E ou E_v) est fixé en fonction de la situation particulière (chiffre 5.3.2.5). La valeur minimale est fixée à $\gamma_E = 1.5$.

Les facteurs partiels doivent être utilisés comme multiplicateur dans le cas où une valeur supérieure est défavorable.

La norme spécifie aussi que l'influence des différents paramètres sur le résultat de l'analyse structurale doit être étudiée pour chaque paramètre (chiffre 4.1.2). Une attention particulière doit être apportée aux paramètres sensibles. Cet aspect doit certainement être pris en compte lors du choix des valeurs caractéristiques et de calcul.

D.1.4 Action et résistance du terrain de fondation

La norme SIA 267 distingue les parties du terrain de fondation devant être considérées comme une action ou comme une résistance selon les équations D.2 et D.4 (chiffres 4.3 et 4.4). La résistance du sol en réaction à un déplacement de la structure doit ainsi être considérée comme une résistance au sens de la norme.

Le tableau 1 de la SIA 260 (voir tableau D.2) spécifie les facteurs de charge à appliquer aux actions du sol de fondation. Les charges de terre sont distinguées des poussées des terres.

Tableau D.2: Facteurs de charge γ_f pour les actions du sol de fondation selon SIA 260 (SIA 2003)

Action	Effet favorable	Effet défavorable
Charges de terre	$\gamma_{G, sup} = 1.35^1$	$\gamma_{G, inf} = 0.8$
Poussée des terres	$\gamma_{G,Q, sup} = 1.35$	$\gamma_{G,Q, inf} = 0.7^2$

¹ pour des hauteurs de remblai de 2 m à 6 m, la valeur peut être réduite linéairement entre 1.35 et 1.2

² pour la butée $F_d = R_d$

Des indications complémentaires concernant la prise en compte du sol de fondation en tant qu'action sont données dans la norme SIA 261 (SIA 2003a).

D.1.5 Interaction sol-structure

La prise en compte de l'interaction sol-structure fait partie des principes de la SIA 267 (chiffre 2.5). Une analyse indépendante du sol et de la structure n'est autorisée que dans les cas simples.

Les actions et les résistances admises doivent entre autres être compatibles avec les déformations du terrain et de la structure (chiffres 3.5.3 et 4.4.1.3). Pour la vérification de l'état limite de type 2, les actions et les résistances doivent être compatibles avec la cinématique du modèle de rupture (chiffre 5.4.3.3).

D.1.6 Utilisation de la méthode aux éléments finis

L'utilisation de la méthode aux éléments finis permet d'assurer cette compatibilité. Son application aux tâches de dimensionnement ne s'appuie pas encore sur des règles acceptées et éprouvées (voir aussi annexe C).

La norme SIA 267 permet explicitement l'utilisation de cette méthode pour le dimensionnement. Les directives relatives à la sécurité données dans la norme doivent être appliquées par analogie (chiffre 5.1.2).

L'emploi d'un coefficient sur l'effet des actions $\gamma_s = 1.2$ est nécessaire pour tenir compte des incertitudes sur le modèle. Ce coefficient n'intervient cependant pas dans l'équation D.2. L'utilisation de l'équation D.3 est possible. Les coefficients partiels sur les actions γ_f ne sont par contre pas spécifiés par la norme SIA 260.

Dans le cas des tranchées couvertes, la difficulté réside aussi dans le fait que les pressions de contact agissant contre les structures sont en partie des résistances et en partie des actions au sens de la norme SIA 267.

Ces pressions de contact proviennent en majorité de la même action, le poids propre du sol. Dans les équations D.3 et D.4, la même valeur de calcul des actions doit être utilisée pour le calcul (SIA 267, chiffre 5.4.1.2). La démarche à suivre pour considérer le poids propre du sol n'est cependant pas claire. La question se pose effectivement si le sol doit être considéré comme un matériau faisant partie de la structure. Dans ce cas, le poids volumique de dimensionnement correspond au poids volumique caractéristique ($\gamma_\gamma = 1.0$). Le poids du sol peut aussi être considéré comme une action de type « charges de terre » selon le tableau D.2. Dans ce cas, un facteur de charge ($\gamma_{G, sup} = 1.35$) doit être

utilisé. Celui-ci peut être introduit en augmentant le poids volumique du sol. Les actions et les résistances sont cependant augmentées simultanément.

Une fois les pressions de contact déterminées par le calcul, celles-ci doivent être séparées en actions et résistances, ce qui n'est pas facile.

L'application de γ_s comme multiplicateur à une partie des pressions de contact et de γ_R comme diviseur aux pressions de contact restantes ne trouve pas de justification physique. Elle conduit en effet inévitablement à une incompatibilité cinématique entre les pressions de contact et la déformation de la structure. Ceci va à l'encontre du but visé par la SIA 267 qui mentionne à plusieurs reprises l'importance de cette compatibilité. De plus, l'équilibre de la structure n'est pas satisfait.

La SIA 267 permet néanmoins une dérogation à ces règles (chiffre 5.1.2). Dans cette optique, l'approche suivie par la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998) paraît une solution intéressante. Elle respecte l'esprit de la norme.

D.1.7 Ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement, qui présentent certaines analogies avec les tranchées couvertes, font l'objet d'un chapitre de la SIA 267 (chiffre 12).

Les poussées du terrain de fondation (poussée active) sont assimilées à une action distincte et non comme une conséquence du poids propre. La SIA 261 fournit les indications nécessaires pour déterminer la valeur de cette action (chiffre 4.3). La valeur caractéristique de cette action est calculée sur la base des valeurs caractéristiques des propriétés du sol. Le comportement de la structure est aussi considéré lors du choix du type de poussée à considérer. Il est admis que la poussée active peut être utilisée derrière une structure ductile alors que la poussée active majorée doit être admise si la structure est fragile.

La valeur de calcul est ensuite obtenue en multipliant la valeur caractéristique par un facteur de charge donné par le tableau 1 de la SIA 260 (voir tableau D.2).

La résistance du terrain, ou butée, est déterminée selon l'équation D.5. Le déplacement doit cependant être suffisant pour atteindre la valeur admise. Dans le cas contraire, elle est réduite en conséquence (SIA 261, chiffre 4.3.1.5).

La différence avec l'approche générale de la SIA 267 est donc que les valeurs de calcul des propriétés du sol (angle de frottement et cohésion) ne sont pas prises en compte pour évaluer l'effet des actions.

Le rôle de l'interaction sol-structure est aussi limité puisque la détermination des charges sur la structure est dissociée de l'analyse de la structure.

D.2 Eurocode 7 (EC7)

L'Eurocode 7 est la partie des Eurocodes couvrant le calcul géotechnique. Ce paragraphe présente brièvement les éléments contenus dans la version datant de 1995 (pré-norme ENV 1997-1, Eurocode 1995) concernant la démarche à suivre pour évaluer la sécurité structurale des structures liées au sol. Des modifications importantes sont intervenues dans les versions ultérieures à la version considérée (voir Eurocode 2004 et Labiouse, Fontana 2005). L'approche contenue dans la version 1995 reste néanmoins une approche possible qui diffère sur certains points de la SIA 267 et de la

documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998). A ce titre, la considération de cette approche dans l'optique d'une comparaison conserve malgré tout un intérêt.

L'EC7 classe les ouvrages selon leur importance dans trois catégories. Il prévoit ensuite trois cas distincts (A, B et C) à considérer lors de la vérification des états limites ultimes et précise les facteurs partiels à appliquer sur les actions et sur les matériaux. Le cas B est comparable à l'état limite type 2 de la SIA 267 puisqu'il est souvent critique pour le dimensionnement des éléments de structure.

Lors d'une vérification selon le cas B, les actions permanentes sont multipliées par un facteur partiel $\gamma_{G,sup} = 1.35$ si elles sont défavorables ($\gamma_{G,inf} = 1.0$ si elles sont favorables) alors que les facteurs partiels des matériaux sont choisis égaux à l'unité ($\gamma_m = 1.0$).

Les pressions de contact sont donc dans un premier temps déterminées par le calcul avec les valeurs caractéristiques des propriétés du sol, puis multipliées par un facteur partiel (ou facteur de charge).

Cette démarche est similaire à la démarche de la SIA 267 pour les ouvrages de soutènement à la différence qu'aucune distinction n'est faite entre les poussées et les butées. L'effet d'une action est en effet jugée favorable ou défavorable dans son ensemble. Toutes les pressions des terres agissant sur un mur de soutènement et provoquées par le poids propre du sol sont ainsi multipliées par le même facteur de charge. Aucune distinction n'est ainsi faite entre actions et résistances.

A noter que l'application d'un facteur de modèle est aussi prévue en fonction des nécessités.

D.3 Formats de sécurité actuels

D.3.1 Remarque préliminaire

La discussion ci-dessous porte avant tout sur l'application de la méthode aux éléments finis pour les tâches de dimensionnement des tranchées couvertes. Cette modélisation est considérée plus représentative que la méthode aux modules de réaction. Cette étude vise ainsi à clarifier la situation actuelle sur la base d'un comportement modélisé jugé suffisamment proche du comportement réel.

D.3.2 Format de sécurité sur la structure

La détermination de la réponse de la structure à l'état limite ultime est généralement obtenue à l'aide des valeurs de calcul des propriétés des matériaux (voir SIA 2003c). Ces valeurs de calcul sont définies à partir des valeurs caractéristiques inférieures ou supérieures en fonction de leur effet sur l'état limite considéré.

Dans les situations habituelles, il est généralement nécessaire de vérifier que la structure a une résistance suffisante pour supporter les charges appliquées. Dans ce cas, les propriétés de résistance des matériaux doivent être réduites en considérant d'une part les valeurs caractéristiques fractile 5% et d'autre part en divisant ces valeurs par un facteur partiel.

Lors de la vérification de certains états limites, une valeur supérieure de la résistance peut cependant devenir déterminante. C'est notamment le cas lorsque la ruine d'un élément courbe par éclatement de l'enrobage est considérée. Les poussées au vide responsables de l'éclatement peuvent en effet être augmentées lorsqu'une valeur

supérieure de la limite d'écoulement de l'acier d'armature est considérée. Cette valeur est alors obtenue en utilisant la valeur caractéristique fractile 95% multipliée par le facteur partiel s'appliquant à l'acier d'armature.

Il convient donc d'adapter les propriétés de calcul de la structure à l'état limite vérifié.

D.3.3 Format de sécurité sur le sol

Le but du format de sécurité appliqué au sol est d'augmenter la participation de la structure à la reprise des charges, de façon à procéder à un dimensionnement suffisamment prudent de cette dernière.

Il est possible d'intervenir à différents échelons pour augmenter les sollicitations dans la structure par rapport à l'état limite de service :

- augmenter le poids volumique du sol
- utiliser des valeurs de calcul pour les propriétés du sol
- appliquer un facteur de charge aux sollicitations à l'état de service
- modifier la géométrie du remblai (augmentation de l'épaisseur du remblai)

Différents formats de sécurité existent pour définir cet état limite ultime. Ceux proposés par la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998), par la SIA 267 (SIA 2003b) et l'EC7 (Eurocode 1995) ont été présentés. Ils interviennent sur l'un ou plusieurs des échelons évoqués ci-dessus.

D.3.4 Voûte sous chargement symétrique – couverture de terre importante

Afin de mieux cerner ces différents formats de sécurité (et leur philosophie), ceux-ci sont appliqués à l'exemple de la voûte supportant une surcharge de terre importante ($\Delta h = 10$ m) puis à la paroi latérale d'un cadre en stade de construction. Ces deux exemples sont représentatifs des régimes de comportement extrêmes avec une prédominance de la phase élastique respectivement plastique du sol.

La description du comportement de la voûte supportant une surcharge de terre importante a montré que le comportement était sensible aux propriétés élastiques du sol et que le régime élastique était déterminant.

Selon la documentation OFROU, deux situations de risque principales doivent être examinées (annexe C) : surcharge de terre et poussée des terres. L'analyse de la voûte a montré que la situation de risque « poussée des terres » était plus critique sous de faibles hauteurs de remblai. C'est pourquoi seule la situation « surcharge de terre » est considérée ici.

Format de sécurité sur la structure

Deux courbes sont possibles en fonction du mode de rupture vérifié :

- pour la vérification de la résistance de la structure, les propriétés de résistance du béton (f_c) et de l'armature (f_s) sont réduites de façon à réduire la résistance globale de la structure.

- pour la vérification de la résistance à l'éclatement de l'enrobage, une valeur augmentée de la limite d'écoulement de l'armature doit être considérée, puisqu'elle conduit à des poussées au vide maximales.

Pour le cas investigué, la résistance globale de la structure n'est pas critique puisqu'un point d'équilibre est généralement trouvé. La ductilité de la structure, limitée par l'éclatement de l'enrobage, est en effet plus problématique.

Format de sécurité sur le sol

Documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998)

Selon la documentation OFROU, la situation de risque « surcharge de terre » peut être obtenue pour un calcul avec la méthode aux éléments finis :

- en considérant une couche de terre fictive de 0.5 m d'épaisseur et
- en augmentant la hauteur de terre de 30% ($\Delta h > 6$ m) ou en appliquant une surcharge complémentaire équivalente sur la zone défavorable (alternative choisie ici).
- en utilisant les propriétés caractéristiques du sol
- en appliquant un coefficient de modèle sur l'effort normal ou sur le moment

Une alternative pour obtenir une situation similaire est d'utiliser les propriétés de calcul définies par l'OFROU pour réduire la rigidité des remblais latéraux de façon analogue à la procédure suivie pour créer la situation de risque « poussée des terres ». Cette alternative n'est pas mentionnée explicitement dans la partie principale de la documentation mais est utilisée dans l'exemple contenu dans l'annexe. Ceci conduit aussi à une augmentation des sollicitations dans la structure selon le mode de rupture étudié. Cette option est obtenue :

- en considérant une couche de terre fictive de 0.5 m d'épaisseur
- en utilisant des propriétés de calcul du sol selon OFROU (voir tableau D.3)
- en appliquant un facteur de modèle

SIA 267 (SIA 2003b)

L'application de la SIA 267 est sujette à interprétation lorsque la méthode aux éléments finis est employée.

La différenciation entre actions et résistances est abandonnée car elle ne paraît pas praticable pour les tranchées couvertes.

Deux options sont envisageables et la situation de risque peut être obtenue :

- en utilisant les propriétés de calcul du sol (voir tableau D.3)
- en augmentant le poids volumique du sol de 35% comme substitution à un coefficient de charge ($\gamma_G = 1.35$)
- en appliquant un coefficient de modèle sur les sollicitations

ou :

- en utilisant les propriétés de calcul du sol (voir tableau D.3)
- en appliquant un coefficient de modèle sur les sollicitations

Les propriétés de calcul sont définies au tableau D.1. L'application d'un facteur partiel sur le module d'élasticité est possible. Cette alternative est évaluée en choisissant un facteur $\gamma_E = 2.0$ similairement à la documentation OFROU ou en utilisant la valeur caractéristique ($\gamma_E = 1.0$).

EC7 (Eurocode 1995)

Selon l'EC7 (version 1995), la situation de risque est obtenue :

- en utilisant les propriétés caractéristiques du sol
- en appliquant un facteur de charge $\gamma_Q = 1.35$ sur les pressions de contact obtenues
- le cas échéant, en appliquant un coefficient de modèle sur les sollicitations

Cette approche est très similaire à l'approche préconisée par la SIA 267 pour les ouvrages de soutènement.

Comparaison entre les différents formats

Les sept alternatives ainsi définies pour déterminer l'état limite ultime sous cette situation de risque sont résumées dans le tableau D.3.

Tableau D.3: Résumé des formats de sécurité examinés pour la situation de risque « surcharge de terre » pour la voûte sous couverture de terre importante

N°	$\gamma_{e,d}$	E_d	ν_d^4	$\tan \varphi_d$	$\gamma_Q / \delta h$	γ_{mod}
OFROU						
1	γ_e	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k^1$	$1.3 \Delta h^2$	1.2
2	γ_e	$E_k/2.0$	0.2^3	$\tan \varphi_k^1$	$-^2$	1.2
SIA 267						
3	$1.35 \gamma_e$	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
4	$1.35 \gamma_e$	$E_k/2.0$	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
5	γ_e	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
6	γ_e	$E_k/2.0$	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
EC7						
7	γ_e	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k$	1.35	<i>A choisir</i>

¹ aucune indication précise dans la documentation OFROU

² une couche supplémentaire de 0.5 m est aussi considérée

³ dans ce cas, une valeur inférieure de ν est déterminante

⁴ K_0 non défini

L'ensemble des formats ci-dessus demande ou autorise l'application d'un coefficient de modèle. Celui-ci est donc exclu de la comparaison effectuée.

La méthode utilisée précédemment pour la description du comportement (courbes caractéristiques) est maintenant appliquée pour comparer les différents formats de sécurité.

La figure D.1 présente les courbes caractéristiques pour le sol selon les différentes hypothèses ainsi que les courbes caractéristiques pour une structure ($h = 0.4$ m et $\varnothing 14$ s = 150 mm) à l'état limite de service et à l'état limite ultime (deux courbes).

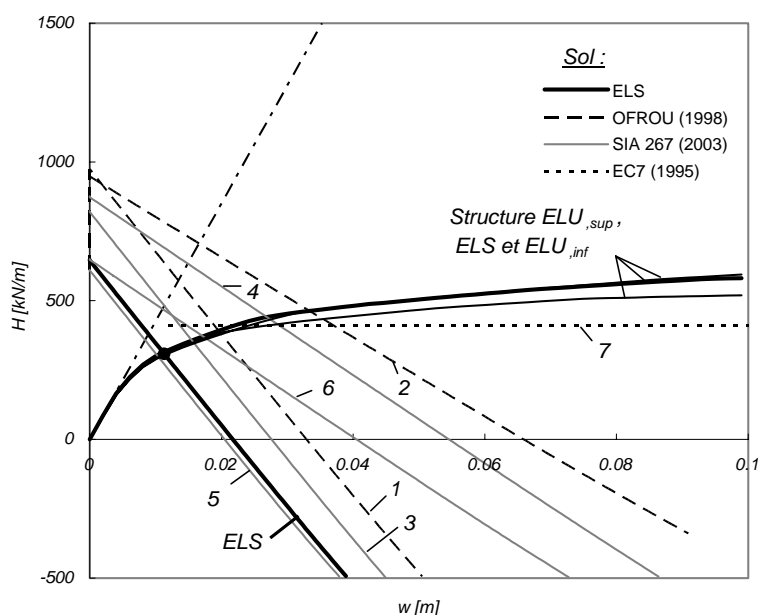


Figure D.1: Application des formats de sécurité pour l'état limite ultime au cas de la voûte sous une couverture de terre importante, formats selon tableau D.3

Les constatations suivantes peuvent être faites concernant les courbes caractéristiques du sol à l'état limite ultime :

- l'augmentation de la hauteur du remblai (format 1) conduit à une translation de la courbe caractéristique vers le haut et à une augmentation logique des sollicitations.
- l'emploi d'un facteur de charge sur le poids volumique conduit à une translation de la courbe caractéristique du sol vers le haut et à une augmentation logique des sollicitations. Pour le format 3, l'effet est moins important que pour le format 1, principalement car la charge complémentaire de ce dernier n'agit que sur la zone défavorable.
- l'utilisation d'un facteur partiel sur l'angle de frottement n'a pas d'influence notable sur les sollicitations. Le format 5 n'offre donc aucune marge de sécurité pour cet exemple.
- l'utilisation d'un facteur partiel sur le module d'élasticité offre aussi une marge de sécurité par rapport à l'état de service. La courbe caractéristique présente logiquement une pente plus faible (formats 2, 4 et 6 comparés aux formats 1, 3 et 5).

- l'utilisation d'un facteur partiel sur le coefficient de Poisson (sans définir K_0) offre aussi une marge complémentaire qui modifie la courbe caractéristique de façon similaire au poids volumique (format 2).
- l'utilisation cumulée des facteurs partiels sur le module d'élasticité et le coefficient de Poisson (format 2) conduit dans ce cas à des sollicitations plus importantes qu'en appliquant les autres formats.

Ces formats conduisent donc à des sollicitations pouvant être très différentes. L'étude du comportement a montré que la ductilité était le critère déterminant à l'état limite ultime pour ce type de comportement. Il s'agit donc de comparer aussi la marge de déformation induite par chaque modèle et non seulement la marge de résistance.

Hormis le format 5, les formats conduisent tous à un déplacement de la courbe caractéristique du sol qui implique une marge sur la résistance et la déformation.

Une diminution du module d'élasticité du sol a un effet plus marqué sur la capacité de déformation demandée à l'état limite ultime. Celle-ci augmente lorsque la rigidité de la structure diminue puisque la courbe caractéristique (formats 2, 4 et 6) s'éloigne de la courbe à l'état de service lorsque le déplacement augmente. La demande en ductilité augmente donc lorsque la structure est plus souple.

Sur la base de cet exemple, les formats 2 et 4 donnent des résultats comparables et conduisent à la marge la plus importante. Les formats 7, 1, 6 et 3 confèrent des marges de sécurité progressivement plus faibles. A noter que le format de l'EC7, représenté par une droite horizontale sur la figure, dépend directement du point d'équilibre à l'état de service et varie donc en fonction de la structure. Le format 5 ne permet pas d'introduire une marge de sécurité.

D.3.5 Paroi latérale en stade de construction

Ces formats sont maintenant appliqués au cas de la paroi latérale d'une structure cadre en stade de construction avec quelques adaptations. Pour le format 2, la valeur maximale du coefficient de Poisson (sans définir K_0) est utilisée puisqu'elle conduit à la situation la plus défavorable.

Le tableau D.4 résume les différents formats ainsi définis pour évaluer l'état limite ultime.

Dans ce cas, il s'agit de vérifier si la résistance de la structure est suffisante pour supporter la poussée. C'est donc la courbe calculée avec des résistances réduites du béton et de l'acier qui doit être considérée pour la vérification.

Tableau D.4: Résumé des formats de sécurité examinés pour la paroi latérale en stade de construction

N°	$\gamma_{e,d}$	E_d	ν_d^4	$\tan \varphi_d$	$\gamma_Q / \delta h$	γ_{mod}
OFROU						
1	γ_e	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k^1$	- ²	1.2
2	γ_e	$E_k/2.0$	0.49^3	$\tan \varphi_k$	- ²	1.2
SIA 267						
3	$1.35 \gamma_e$	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
4	$1.35 \gamma_e$	$E_k/2.0$	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
5	γ_e	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
6	γ_e	$E_k/2.0$	ν_k	$\tan \varphi_k/1.2$	-	1.2
EC7						
7	γ_e	E_k	ν_k	$\tan \varphi_k$	1.35	<i>A choisir</i>

¹aucune indication précise dans la documentation OFROU

² une couche de 0.5 m est considérée

³ dans ce cas, une valeur supérieure de ν est déterminante

⁴ K_0 non défini

La figure D.2 montre les résultats obtenus avec les différents formats.

Les constatations suivantes peuvent être faites :

- l'augmentation de la hauteur du remblai conduit à une augmentation des sollicitations. La marge de sécurité introduite par le format 1 avec la couche $\Delta h = 0.5$ m est cependant assez faible.
- l'augmentation du poids propre du sol conduit à une augmentation des sollicitations
- la réduction de l'angle de frottement conduit à une translation du régime plastique vers le haut
- une modification du module d'élasticité et du coefficient de Poisson (sans définir K_0) affecte les sollicitations lorsque les déplacements sont relativement faibles

Toutes les courbes atteignent l'état plastique pour des déplacements inférieurs au déplacement nécessaire pour développer la résistance de la structure, hormis la courbe calculée à partir du format 2.

L'augmentation du coefficient de Poisson (sans définir K_0) et la diminution du module d'élasticité ont pour conséquence de retarder considérablement le développement complet de l'état plastique. L'application du format 2 peut conduire à des sollicitations très élevées si la structure admise lors du calcul est rigide. Par contre, son application ne conduit à aucune marge de sécurité si des déplacements sont suffisamment importants.

Pour les autres formats, le régime plastique du sol est déterminant pour le dimensionnement de la structure. Cela signifie que seul l'effet du format de sécurité sur le plateau plastique doit être comparé. Seuls le poids volumique et l'angle de frottement ont une influence.

On constate à cet égard qu'une légère augmentation de la hauteur du remblai ne confère logiquement qu'une faible marge de sécurité. La réduction de l'angle de frottement (formats 5 et 6) conduit à une marge supérieure. La réduction de l'angle de frottement et l'augmentation du poids volumique (formats 3 et 4) conduisent alors à une marge nettement supérieure. Le format 7 (EC7) confère une marge intermédiaire.

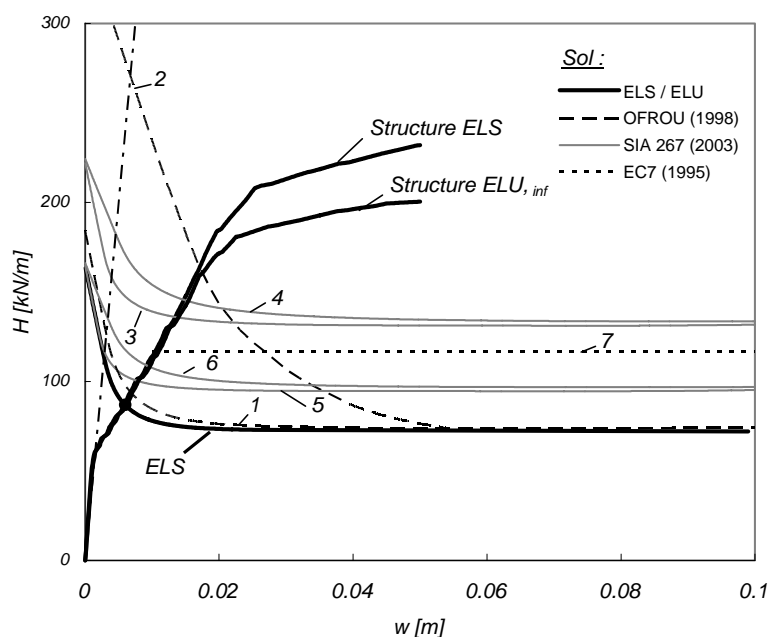


Figure D.2: Application des formats de sécurité pour l'état limite ultime au cas de la paroi latérale en stade de construction : formats selon tableau D.4

D.3.6 Coefficient de modèle

Dans tous les cas et peu importe le format de sécurité retenu, un coefficient de modèle doit être appliqué lorsque la méthode aux éléments finis est utilisée.

Cette méthode de calcul est en effet sensible. Toutes les références mentionnées plus haut demandent explicitement ou implicitement d'appliquer un coefficient de modèle $\gamma_{mod} = 1.0 - 1.2$ selon le cas.

La proposition de Vollenweider et Pralong d'appliquer ce coefficient sur le moment ou sur l'effort normal paraît adaptée puisqu'elle conduit à une réelle augmentation de la marge de sécurité, comme le montre le diagramme moment – effort normal de la figure D.3.

D.3.7 Conclusions

Ces deux exemples mettent en évidence que les différents formats de sécurité conduisent à des marges de sécurité très différentes. Leur effet peut d'ailleurs changer considérablement en fonction du régime déterminant pour le sol.

De ce point de vue là, l'application d'un facteur sur le poids volumique et sur l'angle de frottement (format 3) ou d'un facteur de charge sur les pressions calculées à l'état de service (format 7) paraît consistante pour les deux régimes de comportement.

L'application de ces deux formats conduit cependant à augmenter les moments de flexion mais aussi l'effort normal dans la structure (dans le cas de la voûte). Cet effet, non représenté dans les figures, se traduit par une augmentation de la résistance de la structure (nouvelle courbe caractéristique). L'augmentation simultanée du moment de flexion et de l'effort normal ne garantit pas forcément une marge de sécurité supplémentaire qui dépend alors de la position du couple $(N; M)$ dans le diagramme d'interaction de la section étudiée (voir figure D.3).

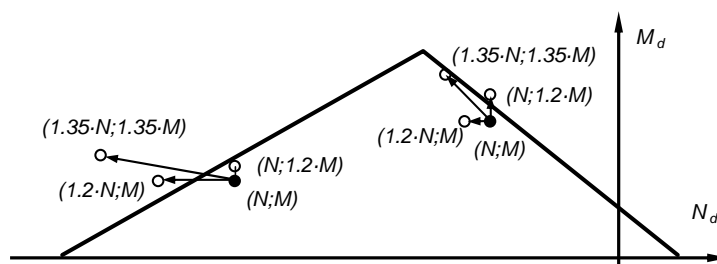


Figure D.3: Diagramme d'interaction (schématique) moment M – effort normal N : multiplication de N et M par 1.35 et multiplication de N ou de M par 1.2.

Le format 2 qui consiste à utiliser des valeurs réduites ou augmentées pour les propriétés élastiques du sol présente quant à lui l'avantage d'augmenter la demande en ductilité, ce qui conduit à une amélioration de la qualité de la structure. Celle-ci est en effet plus apte à supporter des déformations imposées non prévues. Il est cependant nécessaire de compléter ce format en utilisant aussi des valeurs de calcul pour les propriétés de résistance de sorte à augmenter aussi les sollicitations lorsque le comportement du sol est dicté par la phase plastique et que la résistance de la structure est primordiale.

E Limitations de la méthode aux modules de réaction

Table des matières

E.1	Introduction.....	E-1
E.2	Voûte sous chargement symétrique – grande couverture de terre	E-1
E.3	Paroi en stade de construction	E-2
E.4	Conclusions.....	E-3

E.1 Introduction

L'utilisation de la méthode aux modules de réaction constitue une simplification importante du comportement. Cette méthode est néanmoins appliquée ici à l'aide des règles données dans la documentation OFROU (Vollenweider, Pralong 1998, voir aussi annexe C).

E.2 Voûte sous chargement symétrique – grande couverture de terre

La méthode développée au chapitre 5 (courbes caractéristiques) peut aussi être appliquée lorsque la méthode aux modules de réaction est utilisée. L'effet du sol, reproduit avant par le maillage d'éléments finis, est en fait simulé par des ressorts élastiques et des charges appliquées.

Les charges appliquées définissent alors la poussée généralisée au repos. La rigidité des ressorts reproduisent la pente négative de la courbe caractéristique typique pour cet exemple. Théoriquement, il est même possible de reproduire le comportement modélisé par la méthode aux éléments finis. La difficulté réside cependant dans le choix du (des) module(s) de réaction.

Dans l'exemple, le module k_s correspond à la valeur moyenne recommandée par Vollenweider et Pralong (Vollenweider, Pralong 1998). Les charges appliquées sont déterminées à l'aide du coefficient de poussée au repos (selon Jaky) pour l'état limite de service (faibles déplacements). Pour l'état limite ultime, le coefficient de poussée au repos et le coefficient de poussée active (selon Rankine) sont utilisés dans le but d'une comparaison. Seules les parties inférieures des parois situées en-dessous des rotules plastiques (~ mi-hauteur) sont appuyées sur des ressorts élastiques. Pour faciliter la procédure, ces appuis élastiques ne sont pas adaptés lors du processus de chargement (aucune itération).

La figure E.1 compare les résultats obtenus avec la méthode aux modules de réaction et avec la méthode aux éléments finis. L'état limite ultime a été obtenu selon les règles de la documentation OFROU pour la méthode aux modules de réaction (voir annexe C) et selon le nouveau format proposé pour la méthode aux éléments finis (voir 6.1.3).

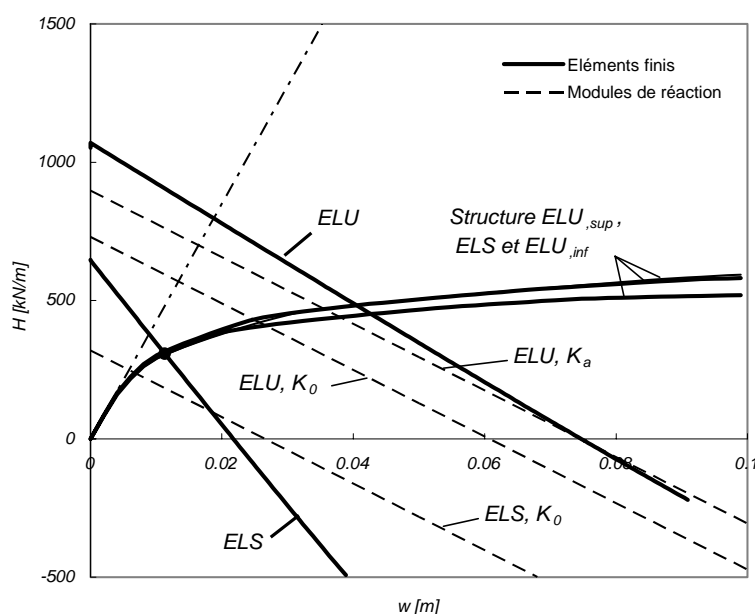


Figure E.1: Application de la méthode aux modules de réaction à l'exemple de la voûte sous une couverture de terre importante. Comparaison avec la méthode aux éléments finis

La première constatation est que les résultats obtenus divergent passablement d'une méthode à l'autre pour les hypothèses choisies. La rigidité du sol est plus faible lors de la simulation par la méthode aux modules de réaction (surtout à l'état de service). La valeur de la poussée généralisée initiale est aussi plus faible selon cette méthode.

Les écarts sont visibles tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime. A l'état limite ultime, l'utilisation du coefficient de poussée active permet de mieux s'approcher de la méthode aux éléments finis. Cette hypothèse qui admet implicitement une plastification du sol ne trouve pas de justification physique, puisqu'il a été montré que le sol était encore en stade élastique.

Dans cet exemple, les points d'équilibre à l'état limite de service et à l'état limite ultime (avec K_a) sont tout de même assez proches des points d'équilibre obtenus par la méthode aux éléments finis, compte tenu des différents formats de sécurité pris en compte.

Les écarts entre les deux méthodes ont cependant des conséquences limitées dans ce cas si la structure est ductile. L'obtention d'un état d'équilibre est alors garantie par le régime de comportement particulier caractérisant cet exemple.

E.3 Paroi en stade de construction

Dans le cas de la paroi latérale, l'effet du sol selon la méthode aux modules de réaction est obtenu uniquement par des charges appliquées puisque la structure s'éloigne du sol. En effet, les ressorts sont censés reproduire uniquement les zones passives.

Dans l'exemple, les charges appliquées sont déterminées à l'aide du coefficient de poussée au repos (selon Jaky) et active (selon Rankine) pour l'état limite de service et à l'aide du coefficient de poussée active pour l'état limite ultime.

La figure E.2 montre à nouveau la comparaison entre les deux méthodes.

A l'état de service, l'utilisation du coefficient de poussée au repos conduit à une surestimation des efforts importante. L'utilisation du coefficient de poussée active donne des résultats meilleurs. A l'état limite ultime, la méthode aux modules de réaction donne des efforts plus importants. Une raison est le fait que les voûtes de décharge, qui se développent déjà pour des déplacements assez faibles, ne sont pas reproduites par cette méthode. Une autre raison est le coefficient de charge élevé $\gamma_Q = 1.5$ utilisé pour définir les charges à l'état limite ultime.

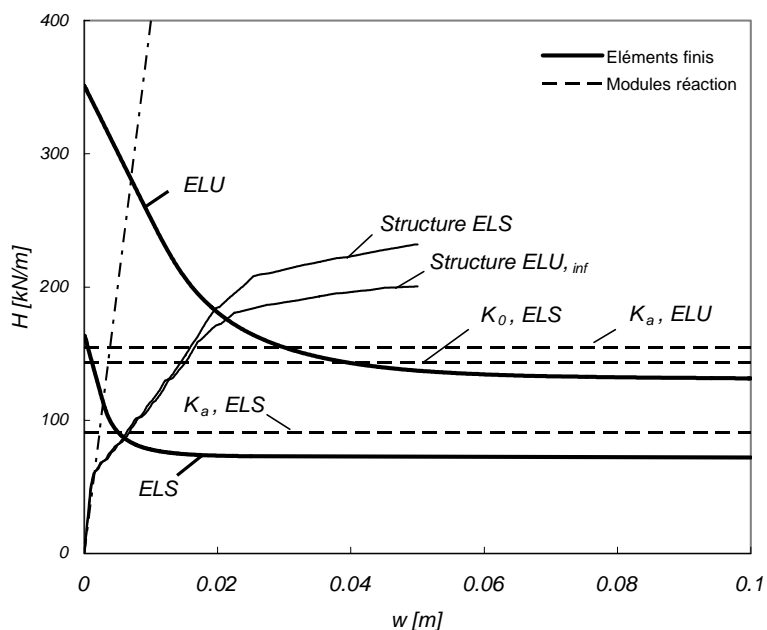


Figure E.2: Application de la méthode aux modules de réaction à l'exemple de la paroi en stade de construction. Comparaison avec la méthode aux éléments finis

E.4 Conclusions

Ces deux exemples montrent que les modélisations du comportement des tranchées couvertes par la méthode aux éléments finis et par la méthode aux modules de réaction donnent des résultats pouvant être très différents.

La modélisation par la méthode aux modules de réaction doit être considérée comme une approximation grossière du comportement. Son utilisation permet néanmoins de procéder au dimensionnement des cas simples, si les charges sont facilement contrôlables (tranchée couverte cadre) ou si la ductilité de la structure permet de garantir l'obtention de l'équilibre. La méthode aux modules de réaction ne devrait cependant pas être appliquée à des cas complexes, pour lesquels aucun contrôle des résultats n'est possible.

F Application de la théorie de la plasticité aux systèmes sol-structure

Table des matières

F.1	Fondation superficielle infiniment longue sur sol purement cohésif non pesant – mécanisme proposé.....	F-1
F.2	Fondation superficielle infiniment longue sur sol frottant non cohésif pesant – mécanisme proposé.....	F-5
F.3	Paroi latérale d'une tranchée couverte cadre – mécanisme proposé	F-10
F.4	Paroi latérale d'une tranchée couverte cadre – état actif de Rankine	F-20

Remarques préliminaires

Les paragraphes suivants détaillent le processus de détermination des solutions obtenues par la théorie de la plasticité au chapitre 4 à partir d'un mécanisme cinématiquement admissible (borne supérieure) ou à partir d'un champ de contraintes admissible (borne inférieure). Seuls les nouveaux développements abordés dans la thèse sont présentés.

Toutes les situations étudiées sont dans un état de déformation plane. Les charges et les résistances sont alors exprimées par mètre courant.

Les matériaux suivent les lois de comportement décrites au début du chapitre 4.

F.1 Fondation superficielle infiniment longue sur sol purement cohésif non pesant – mécanisme proposé

Une fondation infiniment longue reposant sur un sol purement cohésif non pesant est considérée dans un premier temps.

Le mécanisme admet la formation d'une rotule plastique dans la fondation sous la charge appliquée. La rupture dans le sol est alors produite par la formation de deux lignes de rupture de forme circulaire délimitant deux corps rigides en rotation autour des pôles O et O' .

La géométrie du mécanisme, décrite par les deux paramètres R et a , est donnée à la figure F.1.

L'ensemble des mécanismes décrits par les deux paramètres (s'ils correspondent à une réalité physique pour le problème posé) sont cinématiquement admissibles et conduisent à des bornes supérieures de la capacité portante. Il convient donc de rechercher le mécanisme correspondant à la charge ultime Q_R la plus basse qui sera la plus proche de la capacité portante exacte. Ceci est fait par un processus de minimisation de la charge ultime en fonction des deux paramètres géométriques.

Dans un premier temps, la charge ultime Q_R doit être exprimée de manière analytique. Le principe des travaux virtuels peut être appliqué dans ce but. Celui-ci consiste à exprimer que, sous un déplacement unitaire selon le mécanisme considéré, la somme du travail externe produit par les charges extérieures et du travail interne (dissipation d'énergie) produit par la structure (dans les zones plastifiées) est nulle.

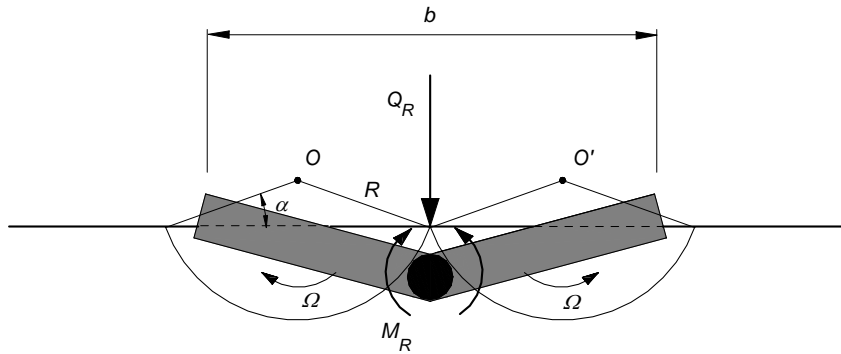


Figure F.1: Mécanisme de rupture de la fondation infiniment longue sur sol purement cohésif non pesant en considérant la formation d'une rotule plastique

La cinématique selon le mécanisme est contrôlée par la vitesse rotationnelle Ω qui correspond à la vitesse angulaire des deux corps rigides en mouvement autour des pôles O et O' . La compatibilité cinématique entre le sol et la structure est assurée car un glissement est possible à l'interface. Les déplacements verticaux du sol et de la fondation à l'interface doivent cependant être égaux. Les deux parties de la fondation situées de part et d'autre de la rotule plastique subissent donc une rotation de vitesse Ω autour de la projection verticale des deux pôles sur la fondation.

Fondation parfaitement lisse

Dans un premier temps, l'interface sol-structure est admise parfaitement lisse.

Travail externe

Sous une vitesse de rotation infinitésimale Ω , le travail des charges extérieures W_{ext} correspond au travail de la charge appliquée W_Q et vaut :

$$W_{ext} = W_Q = Q_R \cdot \Omega \cdot R \cdot \cos \alpha \quad (F.1)$$

Travail interne

Le travail interne D consiste en une dissipation d'énergie dans les zones plastifiées et est négative par convention.

La dissipation d'énergie se produit ici dans le sol au droit des lignes de rupture (D_{sol}) et également dans la structure au sein de la rotule plastique (D_M). Aucune dissipation d'énergie ne se produit à l'interface sol-structure. La dissipation d'énergie vaut :

$$D = D_{sol} + D_M \quad (F.2)$$

$$\text{où} \quad D_{sol} = -2 \cdot R^2 \cdot (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot c \cdot \Omega \quad (F.3)$$

$$D_M = -2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (F.4)$$

avec M_R = moment résistant de la fondation par mètre linéaire.

Principe des travaux virtuels

Le principe des travaux virtuels s'écrit :

$$W_{ext} = -D \quad (\text{F.5})$$

$$\Rightarrow Q_R \cdot \Omega \cdot R \cdot \cos \alpha = 2 \cdot R^2 \cdot (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot c \cdot \Omega + 2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (\text{F.6})$$

qui devient après simplification :

$$Q_R(R, \alpha) = 2 \cdot R \cdot \frac{\pi - 2\alpha}{\cos \alpha} \cdot c + \frac{2M_R}{R \cdot \cos \alpha} \quad (\text{F.7})$$

La géométrie la plus défavorable de ce mécanisme est obtenue par minimisation de la charge ultime en fonction des deux paramètres géométriques. L'optimum est obtenu lorsque les dérivées partielles de la charge par rapport à R et α s'annulent.

En minimisant tout d'abord par rapport à R , on peut écrire :

$$\frac{\partial Q_R(R, \alpha)}{\partial R} = \frac{1}{\cos \alpha} [2(\pi - 2\alpha) \cdot c - \frac{2M_R}{R^2}] = 0 \quad (\text{F.8})$$

Le minimum est obtenu lorsque que l'équation F.8 est satisfaite, ce qui est le cas lorsque :

$$R = \sqrt{\frac{M_R}{\pi - 2\alpha} \cdot \frac{1}{c}} = \frac{\sqrt{\mu}}{\sqrt{\pi - 2\alpha}} b \quad (\text{F.9})$$

où μ est le paramètre adimensionnel :

$$\mu = \frac{M_R}{b^2 c} \quad (\text{F.10})$$

En introduisant R dans la relation F.7, on obtient la relation suivante pour la charge ultime qui ne dépend plus que de α :

$$Q_R(\alpha) = 4 \cdot \sqrt{\mu} \cdot b \cdot c \frac{\sqrt{\pi - 2\alpha}}{\cos \alpha} \quad (\text{F.11})$$

La dérivée de la charge ultime par rapport à α s'annule lorsque la dérivée (par rapport à α) du terme dépendant de α s'annule :

$$\frac{\partial Q_R(\alpha)}{\partial \alpha} = 0 \Leftrightarrow \frac{\partial \left(\frac{\sqrt{\pi - 2\alpha}}{\cos \alpha} \right)}{\partial \alpha} = 0 \quad (\text{F.12})$$

Si $\cos \alpha$ est positif, ce qui est le cas physiquement pour le problème posé ($\alpha \in [0 ; \pi/2]$), l'équation F.12 est aussi satisfaite si ;

$$\frac{\partial \left(\frac{\sqrt{\pi - 2\alpha}}{\sqrt{\cos(\alpha)^2}} \right)}{\partial \alpha} = 0 \Leftrightarrow \frac{\partial \left(\frac{\pi - 2\alpha}{\cos(\alpha)^2} \right)}{\partial \alpha} = 0 \quad (\text{F.13})$$

ce qui conduit à l'équation :

$$\frac{-2}{\cos(\alpha)^2} + \frac{2 \cdot (\pi - 2\alpha)}{\cos(\alpha)^3} \sin(\alpha) = 0 \quad (\text{F.14})$$

et après simplification à l'équation implicite :

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \cdot \cot \alpha \quad (\text{F.15})$$

qui est satisfaite avec la valeur de l'angle $\alpha = 0.405$.

La capacité portante obtenue selon ce mécanisme (équation F.11) devient :

$$Q_R = 4\sqrt{\mu} \cdot \sqrt{\frac{\pi - 2\alpha}{\cos(\alpha)^2}} \cdot b \cdot c \cong 6.65\sqrt{\mu} \cdot b \cdot c \quad (\text{F.16})$$

La relation F.16 constitue une borne supérieure de la capacité portante de la fondation parfaitement lisse.

Interface avec adhérence

Lorsque l'interface sol-fondation présente une adhérence a définie par $\beta = c/a$, une procédure similaire peut être suivie. Un terme supplémentaire intervient lors du calcul de la dissipation d'énergie puisque le glissement prévu à l'interface selon le mécanisme admis ne peut plus se produire librement.

Pour une moitié de la fondation, la contribution de l'interface s'écrit :

$$\frac{1}{2}D_{int} = a \cdot \frac{1}{2}b_c \cdot \Omega \cdot R \cdot \sin \alpha \cong \beta \cdot c \cdot R \cdot \cos \alpha \cdot \Omega \cdot R \cdot \sin \alpha = \beta \cdot c \cdot R^2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \cdot \Omega \quad (\text{F.17})$$

avec b_c = la largeur de la fondation en contact avec le sol. Selon le mécanisme admis et en fonction des paramètres R et α , une partie de la fondation en contact subit un déplacement vers le haut. La contribution de cette partie est négligée ici car un léger décollement suffirait à l'annuler. La surface en contact b_c est ainsi réduite (seule la partie se déplaçant vers le bas est considérée ; $b_c = R \cdot \cos \alpha$).

En considérant cette contribution supplémentaire, l'équation F.6 s'écrit :

$$Q_R \cdot \Omega \cdot R \cdot \cos \alpha = 2 \cdot R^2 \cdot (\pi - 2 \cdot \alpha) \cdot c \cdot \Omega + 2 \cdot M_R \cdot \Omega + 2 \cdot \beta \cdot R^2 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha \cdot c \quad (\text{F.18})$$

qui conduit à :

$$Q_R(R, \alpha) = 2 \cdot R \cdot \frac{\pi - 2\alpha + \beta \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{\cos \alpha} \cdot c + \frac{2M_R}{R \cdot \cos \alpha} \quad (\text{F.19})$$

En annulant la dérivée de cette dernière équation par rapport à R , on obtient :

$$\frac{\partial Q_R(R, \alpha)}{\partial R} = \frac{2}{\cos \alpha} [((\pi - 2\alpha) + \beta \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha) \cdot c - \frac{M_R}{R^2}] = 0 \quad (\text{F.20})$$

qui conduit à :

$$R = \sqrt{\frac{M_R}{\pi - 2\alpha + \beta \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha} \cdot \frac{1}{c}} = \frac{\sqrt{\mu}}{\sqrt{\pi - 2\alpha + \beta \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}} b \quad (\text{F.21})$$

En introduisant F.21 dans F.19, la capacité portante de la fondation s'écrit alors en fonction de α :

$$Q_R(\alpha) = 4 \cdot \sqrt{\mu} \cdot b \cdot c \frac{\sqrt{\pi - 2\alpha + \beta \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}}{\cos \alpha} \quad (\text{F.22})$$

En suivant la même démarche que dans l'exemple de la fondation parfaitement lisse, la charge ultime minimale est obtenue en satisfaisant la condition :

$$\frac{\partial \left(\frac{\pi - 2\alpha + \beta \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{\cos(\alpha)^2} \right)}{\partial \alpha} = \frac{\partial \left(\frac{\pi - 2\alpha}{\cos(\alpha)^2} + \beta \cdot \tan \alpha \right)}{\partial \alpha} = 0 \quad (\text{F.23})$$

ce qui conduit dans un premier temps à :

$$\frac{-2}{\cos(\alpha)^2} + \frac{2 \cdot (\pi - 2\alpha)}{\cos(\alpha)^3} \sin(\alpha) + \beta \cdot (1 + \tan(\alpha)^2) = 0 \quad (\text{F.24})$$

et après simplification à l'équation implicite :

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{4} \beta \right) \cdot \cot \alpha \quad (\text{F.25})$$

La capacité portante selon ce mécanisme est donnée par l'équation F.22, qui s'écrit aussi :

$$Q_R(\alpha) = 4 \cdot \sqrt{\mu} \cdot b \cdot c \cdot \sqrt{\frac{\pi - 2\alpha}{\cos(\alpha)^2} + \beta \cdot \tan \alpha} \quad (\text{F.26})$$

où α est déterminé par l'équation F.25. Des valeurs de α sont données au tableau F.1.

Tableau F.1: Angle α pour la capacité portante minimale en fonction de l'adhérence de l'interface sol-fondation selon le mécanisme admis

β	α [rad/°]	$Q_R / (\sqrt{\mu} bc)$ [-]
0	0.405 / 23.2	6.65
0.25	0.342 / 19.6	6.76
0.5	0.283 / 16.2	6.83
0.75	0.229 / 13.1	6.93
1	0.178 / 10.2	6.99

F.2 Fondation superficielle infiniment longue sur sol frottant non cohésif pesant – mécanisme proposé

Lorsque le sol est frottant non cohésif et pesant, le mécanisme de la figure F.1 peut être généralisé en remplaçant les lignes de rupture circulaires par des spirales logarithmiques de façon à satisfaire la règle de normalité (loi d'écoulement associée, angle de frottement $\varphi \neq 0$). Le mécanisme étudié, représenté à la figure F.2, est décrit par les deux paramètres géométriques x et θ_0 .

Pour des raisons liées à la symétrie du problème et au respect de la règle de normalité, l'angle θ_0 ne peut pas être inférieur à φ . Lorsque $\theta_0 = \varphi$, la ligne de rupture est verticale sous le point d'application de la charge.

La capacité portante minimale selon ce mécanisme peut être déterminée selon une démarche similaire à celle suivie dans le cas précédent.

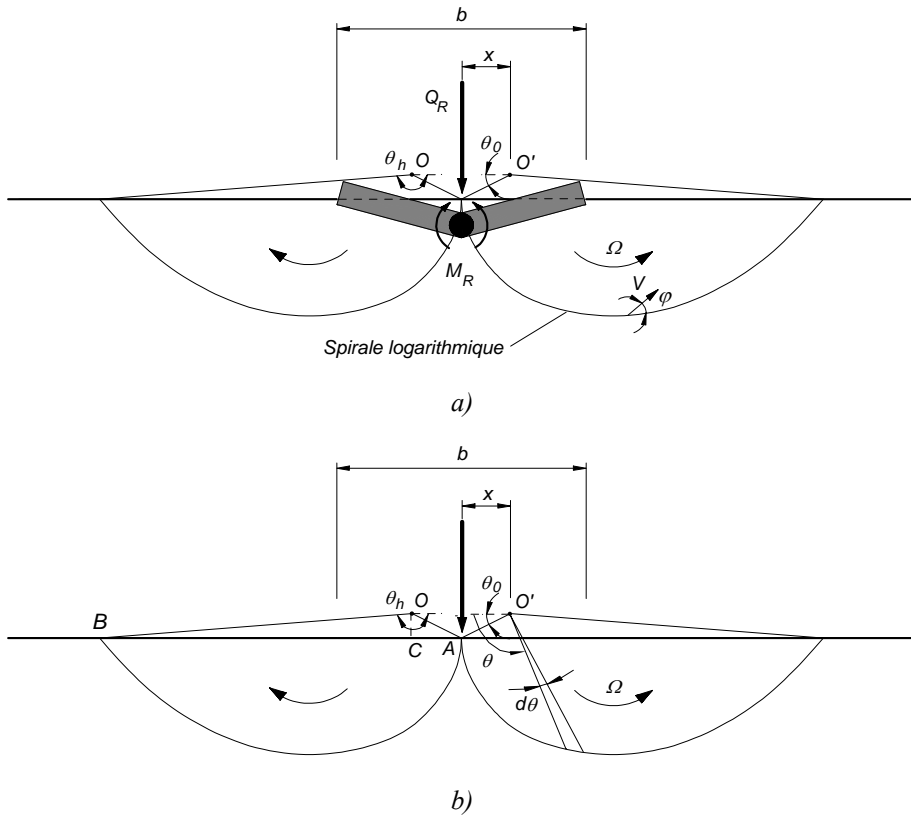


Figure F.2: Mécanisme de rupture de la fondation infiniment longue sur sol frottant non cohésif pesant en considérant la formation d'une rotule plastique

Interface lisse

La fondation est tout d'abord admise parfaitement lisse.

Travail externe

Sous une vitesse de rotation infinitésimale Ω , le travail externe W_{ext} comporte la contribution de la charge appliquée W_Q et la contribution du poids propre du sol W_γ :

$$W_{ext} = W_Q + W_\gamma \quad (F.27)$$

La contribution de la charge appliquée vaut :

$$W_Q = Q_R \cdot \Omega \cdot x \quad (F.28)$$

La contribution du poids propre du sol peut être exprimée à l'aide des trois zones, OAB , OAC et OCB définies à la figure F.2b. Cette contribution s'écrit :

$$W_\gamma = 2 \cdot (W_{\gamma,OAB} - W_{\gamma,OAC} - W_{\gamma,OCB}) \quad (F.29)$$

Zone OAB :

Une spirale logarithmique est définie géométriquement par l'angle d'ouverture θ et par le rayon r_0 correspondant à l'angle d'ouverture θ_0 :

$$r(\theta) = r_0 \cdot e^{\tan\varphi \cdot (\theta - \theta_0)} \quad (F.30)$$

Le travail effectué par une surface infinitésimale décrite par un angle $d\theta$ vaut :

$$dW = \gamma_e \frac{1}{2} r(\theta)^2 d\theta \cdot \frac{2}{3} r(\theta) \cos \theta \cdot \Omega = \frac{1}{3} \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot e^{3 \tan \varphi \cdot (\theta - \theta_0)} \cos \theta \cdot d\theta \cdot \Omega \quad (\text{F.31})$$

En intégrant cette relation sur la plage considérée (voir Chen 1975), on obtient :

$$W_{\gamma, OAB} = \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot \Omega \cdot \int_{\theta_0}^{\theta_h} \frac{1}{3} e^{3 \tan(\varphi)(\theta - \theta_0)} \cos(\theta) d\theta = \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot \Omega \cdot f_1(\theta_0, \theta_h) \quad (\text{F.32})$$

avec :

$$f_1(\theta_0, \theta_h) = \frac{1}{3 \cdot (1 + 9 \tan^2(\varphi))} \cdot [(3 \tan \varphi \cdot \cos \theta_h + \sin \theta_h) \cdot e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \cdot \cos \theta_0 - \sin \theta_0] \quad (\text{F.33})$$

θ_h est défini sur la figure F.2.

Zone OAC :

Le travail produit par la surface triangulaire *OAC* sous la vitesse de rotation Ω vaut :

$$W_{\gamma, OAC} = \frac{1}{6} \cdot \gamma_e \cdot x^3 \tan \theta_0 \cdot \Omega \quad (\text{F.34})$$

Zone OCB :

Le travail produit par la surface triangulaire *OCB* sous la vitesse de rotation Ω vaut :

$$W_{\gamma, OBC} = -\frac{1}{6} \cdot \gamma_e \cdot x^3 \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \cdot \Omega \quad (\text{F.35})$$

$W_{\gamma, OCB}$ est négatif car la composante verticale de la vitesse est dans le sens opposé à la gravité.

Finalement, en introduisant $r_0 = \frac{x}{\cos \theta_0}$ et en sommant les trois contributions :

$$W_{\gamma} = 2 \cdot \Omega \cdot \gamma_e \cdot x^3 \left[\frac{f_1(\theta_0, \theta_h)}{\cos(\theta_0)^3} - \frac{1}{6} \tan(\theta_0) + \frac{1}{6} \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \right] \quad (\text{F.36})$$

L'angle θ_h défini par l'intersection de la spirale logarithmique avec la surface du sol est connu et est lié à θ_0 par la relation :

$$\sin \theta_h \cdot e^{(\theta_h - \theta_0) \tan(\varphi)} = \sin \theta_0 \quad (\text{F.37})$$

Travail interne

La dissipation d'énergie interne sous ce mécanisme vaut :

$$D = D_{sol} + D_{int} + D_M \quad (\text{F.38})$$

La dissipation d'énergie à l'interface est nulle pour une fondation lisse. La dissipation d'énergie le long de la ligne de rupture est également nulle pour un sol non cohésif si une loi d'écoulement associée est admise (voir Chen 1975). On peut en effet démontrer que la dissipation d'énergie par unité de surface le long d'une couche de sol d'épaisseur

infinitésimale s'exprime, pour un matériau suivant le critère de rupture de type Mohr-Coulomb et respectant la règle de normalité, simplement par :

$$D_{sol} = c \cdot \delta u \quad (F.39)$$

où D_{sol} correspond ici à la dissipation d'énergie par unité de surface, c = la cohésion et δu = la variation de la vitesse tangentielle à travers la couche de sol.

La dissipation d'énergie interne correspond donc à l'énergie dissipée dans la rotule plastique de la fondation et vaut :

$$D = D_M = -2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (F.40)$$

Principe des travaux virtuels

En vertu du principe des travaux virtuels, on peut écrire :

$$W_{ext} = D \Rightarrow W_Q + W_\gamma = -D_M \quad (F.41)$$

ce qui conduit à :

$$Q_R \cdot \Omega \cdot x + 2 \cdot \Omega \cdot \gamma_e \cdot x^3 \left[\frac{f_1(\theta_0, \theta_h)}{\cos(\theta_0)^3} - \frac{1}{6} \tan(\theta_0) + \frac{1}{6} \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \right] = 2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (F.42)$$

et après simplification à :

$$Q_R = \frac{2}{x} \left[M_R - \gamma_e \cdot x^3 \cdot K(\theta_0) \right] \quad (F.43)$$

où $K(\theta_0)$ est un coefficient qui ne dépend que de θ_0 et qui vaut :

$$K(\theta_0) = \frac{f_1(\theta_0, \theta_h)}{\cos(\theta_0)^3} - \frac{1}{6} \tan \theta_0 + \frac{1}{6} \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \quad (F.44)$$

avec $f_1(\theta_0, \theta_h)$ donné par l'équation F.33.

Dans un premier temps, la dérivée partielle de la relation F.43 par rapport à x est annulée (minimisation par rapport à x) :

$$\frac{\partial(Q_R(x; \theta_0))}{\partial x} = \frac{-2 \cdot M_R}{x^2} - 4 \cdot \gamma_e \cdot x \cdot K(\theta_0) = 0 \quad (F.45)$$

Cette équation conduit à :

$$x = \sqrt[3]{\frac{-M_R}{2 \cdot \gamma_e \cdot K(\theta_0)}} = -2^{-1/3} \cdot \eta^{1/3} \cdot K(\theta_0)^{-1/3} \cdot b \quad (F.46)$$

avec $\eta = \frac{M_R}{b^3 \gamma_e}$ (M_R = moment résistant de la fondation par mètre linéaire)

La charge ultime peut alors être exprimée en fonction de θ_0 grâce à l'équation F.46. La relation F.43 s'écrit alors :

$$Q_R = -3 \cdot 2^{1/3} \cdot (M_R^2 \cdot \gamma_e \cdot K(\theta_0))^{1/3} \cong -3.78 \cdot K(\theta_0)^{1/3} \cdot \eta^{2/3} \cdot b^2 \gamma_e \quad (F.47)$$

La minimisation analytique de la relation F.47 par rapport à θ_0 est difficile et est abandonnée ici au profit d'une recherche graphique.

Le paramètre θ_0 correspondant à la charge ultime minimale peut en effet être recherché graphiquement pour φ donné une fois θ_h déterminé à l'aide de la relation F.37. θ_0 ne dépend que de l'angle de frottement interne. Le tableau F.2 donne les valeurs de θ_0 et de $K(\theta_0)$ pour différents angles de frottement interne.

Tableau F.2: Valeurs de θ_0 et K pour différents angles de frottement interne pour une fondation lisse infiniment longue sur sol frottant non cohésif pesant

φ [°]	θ_0 [°]	K [-]
5	55.8	-0.11
10	50.8	-0.38
15	48.5	-0.94
20	47.6	-2.17
25	47.7	-4.89
30	48.3	-11.28
35	49.6	-27.40
40	51.2	-72.26
45	53.4	-214.62

Interface rugueuse

L'analyse limite en plasticité associée ne peut pas être employée de façon rigoureuse pour traiter les fondations rugueuses de type frottant (sans dilatance). Elle est cependant utilisée ci-après, mais les solutions obtenues ne sont donc pas forcément des bornes supérieures de la capacité portante de la fondation.

En admettant que l'interface est caractérisée par l'angle de frottement δ , la force de frottement développée lors d'un déplacement relatif peut être exprimée à partir de l'effort perpendiculaire à la surface de glissement P au moyen de :

$$Q_{frot} = P \cdot \tan \delta \quad (\text{F.48})$$

Comme l'effort P transitant à travers la surface de contact entre le sol et la fondation est connu et vaut $Q_R/2$ de part et d'autre de la charge Q_R , la force de frottement est également connue et vaut pour une moitié de la fondation :

$$Q_{frot} = \frac{Q_R}{2} \cdot \tan \delta \quad (\text{F.49})$$

La dissipation d'énergie par frottement le long de l'interface correspond au produit de la force de frottement avec le déplacement relatif entre le sol et la structure. Elle est donnée par :

$$D_{int} = -Q_R \cdot \tan \delta \cdot x \cdot \cot \theta_0 \cdot \Omega \quad (\text{F.50})$$

L'expression du principe des travaux virtuels :

$$W_{ext} = D \Rightarrow W_Q + W_\gamma = -D_M - D_{int} \quad (\text{F.51})$$

s'écrit :

$$Q_R \cdot \Omega \cdot x + 2 \cdot \Omega \cdot \gamma_e \cdot x^3 \left[\frac{f_1(\theta_0, \theta_h)}{\cos(\theta_0)^3} - \frac{1}{6} \tan(\theta_0) + \frac{1}{6} \frac{\tan(\theta_0)^3}{\tan(\theta_h)^2} \right] = 2 \cdot M_R \cdot \Omega \quad (\text{F.52})$$

$$+ Q_R \cdot \tan \delta \cdot x \cdot \cot \theta_0 \cdot \Omega$$

qui conduit après simplification à :

$$Q_R = \frac{1}{1 - \tan \delta \cdot \cot \theta_0} \cdot \frac{2}{x} \left[M_R - \gamma_e \cdot x^3 \cdot K(\theta_0) \right] \quad (\text{F.53})$$

La dérivée partielle de cette équation par rapport à x :

$$\frac{\partial(Q_R(x; \theta_0))}{\partial x} = \frac{1}{1 - \tan \delta \cdot \cot \theta_0} \left[\frac{-2 \cdot M_R}{x^2} - 4 \cdot \gamma_e \cdot x \cdot K(\theta_0) \right] = 0 \quad (\text{F.54})$$

La minimisation par rapport à x conduit dans ce cas également à la relation F.46 puisque que le terme $1/(1 - \tan \delta \cdot \cot \theta_0)$, qui ne dépend pas de x , intervient comme multiplicateur et peut être supprimé lors de la résolution de l'équation F.54.

La charge ultime peut alors être exprimée en fonction de θ_0 par :

$$Q_R = \frac{-3.78 \cdot \tan \theta_0}{\tan \theta_0 - \tan \delta} \cdot K(\theta_0)^{1/3} \cdot \eta^{2/3} \cdot b^2 \gamma_e \quad (\text{F.55})$$

Le coefficient $K(\theta_0)$ est donné par l'équation F.44.

L'angle θ_0 conduisant à la charge ultime la plus faible peut à nouveau être trouvé graphiquement. Celui-ci ne peut cependant pas être plus petit que l'angle de frottement, ceci pour respecter la règle de normalité.

Le tableau F.3 donne les valeurs de θ_0 et de K pour un angle de frottement du sol $\varphi = 30^\circ$ et pour différentes rugosités de l'interface.

Tableau F.3: Valeurs de θ_0 et K pour un sol avec un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ et pour des interfaces sol-fondation rugueuses d'angle de frottement δ (fondation infiniment longue sur sol frottant non cohésif pesant)

$\delta [^\circ]$	$\theta_0 [^\circ]$	$K [-]$
0	48.3	-11.28
10	34.5	-12.66
20	30	-13.68
30	30	-13.68

F.3 Paroi latérale d'une tranchée couverte cadre – mécanisme proposé

Mécanisme

La charge ultime de la paroi latérale donnée à la figure 4.14 est déterminée sur la base du mécanisme de la figure F.3, qui admet une rupture par flexion de la paroi suite à la formation de trois rotules plastiques. La géométrie du mécanisme est décrite par les deux paramètres ξ et x . L'interface sol-paroi est admise parfaitement lisse. L'épaisseur de la paroi est infinitésimale de sorte que l'axe du mur coïncide avec la surface du sol en contact.

Le champ de vitesses imposé est défini complètement par la vitesse horizontale v_{h0} au droit de la rotule plastique en travée.

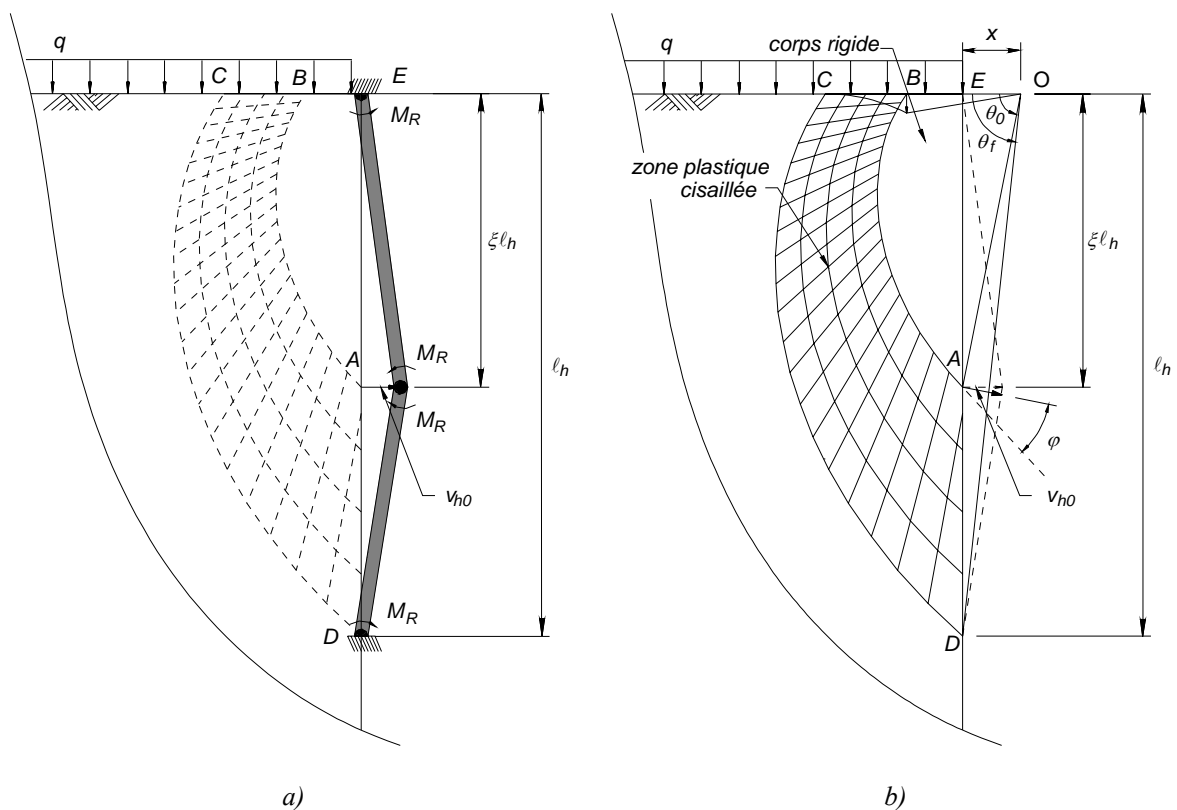


Figure F.3: Description du mécanisme de rupture: a) de la paroi et b) du sol

Cinématique de la paroi

La vitesse v_{h0} correspond aussi à la vitesse totale de la rotule plastique. La partie supérieure de la paroi subit donc une rotation autour de E de vitesse angulaire :

$$\Omega_E = \frac{v_{h0}}{\xi \cdot \ell_h} = \frac{v_{h0}}{x \cdot \tan \theta_0} \quad (\text{F.56})$$

où θ_0 peut être déterminé à partir des deux paramètres géométriques :

$$\theta_0 = \text{atan}\left(\frac{\xi \cdot \ell_h}{x}\right) \quad (\text{F.57})$$

La partie inférieure subit une rotation autour de D de vitesse angulaire :

$$\Omega_D = \frac{v_{h0}}{(1-\xi) \cdot \ell_h} = \frac{v_{h0}}{x \cdot (\tan \theta_f - \tan \theta_0)} \quad (\text{F.58})$$

Cinématique du sol

Le mécanisme dans le sol peut être décomposé en deux zones (fig. F.3b), un corps rigide ABE et une zone cisailée $ABCD$.

Le corps rigide ABE subit une rotation en bloc autour du pôle O de vitesse angulaire Ω_E qui est compatible avec le mouvement de la structure (partie AE).

La vitesse totale du sol au point A peut être déterminée géométriquement en fonction de l'angle θ_0 :

$$v_{\theta_0} = \frac{v_{h0}}{\sin \theta_0} \quad (\text{F.59})$$

La vitesse totale v_θ d'un point du sol quelconque situé le long de la partie inférieure de la paroi (AD) peut alors être décrite de façon similaire en fonction de l'angle $\theta \in [\theta_0; \theta_f]$, mesuré entre le rayon R_θ et l'horizontale (voir figure F.4), en exprimant que sa composante horizontale doit être égale à la vitesse horizontale de la paroi en ce même point v_h (de manière à assurer la compatibilité cinématique). La composante horizontale de la vitesse varie linéairement de 0 (point D) à v_{h0} (point A). Ceci conduit à :

$$v_\theta = \frac{v_h}{\sin\theta} = \frac{v_{h0}}{\sin\theta} \cdot \frac{\tan\theta_f - \tan\theta}{\tan\theta_f - \tan\theta_0} \quad (\text{F.60})$$

La zone cisailée peut être vue comme une infinité de spirales logarithmiques concentriques. La géométrie d'une spirale logarithmique est donnée par la relation F.30.

En choisissant comme rayon de référence de la spirale le rayon R_θ passant par la paroi et correspondant à l'angle d'ouverture θ (fig. F.4), le rayon R en un point de cette spirale est donné par :

$$R = \frac{x}{\cos\theta} \cdot e^{\tan\varphi \cdot (\alpha - \theta)} \quad (\text{F.61})$$

Un point quelconque de la zone cisailée P est alors caractérisé par une spirale logarithmique passant par ce point, définie par le rayon $R_\theta = x / \cos\theta$ correspondant à l'angle d'ouverture θ , et par l'angle α définissant la position du point sur cette spirale (voir figure F.4).

La vitesse totale de ce point est donnée directement en fonction de la vitesse totale v_θ du point de la même spirale défini par l'angle θ (sur la paroi) :

$$v_{\theta\alpha} = v_\theta \cdot e^{\tan\varphi \cdot (\alpha - \theta)} \quad (\text{F.62})$$

Le vecteur déplacement en un point de la zone cisailée fait un angle φ avec la spirale logarithmique passant par ce point, ce qui est conforme avec la règle de normalité.

Le champ de déplacement du sol en mouvement est ainsi complètement défini par la seule vitesse v_{h0} .

Cas limites

Les paramètres géométriques sont bornés par certaines conditions physiques :

- $x \geq 0$
- $\xi \in [0 ; 1]$
- une troisième condition restreint en plus les couples de paramètres possibles. La spirale logarithmique délimitant le corps rigide doit en effet coupée la surface horizontale. Le cas limite est obtenu lorsque cette spirale passe par la tête de la paroi, ce qui peut être exprimé mathématiquement par :

$$\cos\theta_0 = e^{-\theta_0 \cdot \tan\varphi} \quad (\text{F.63})$$

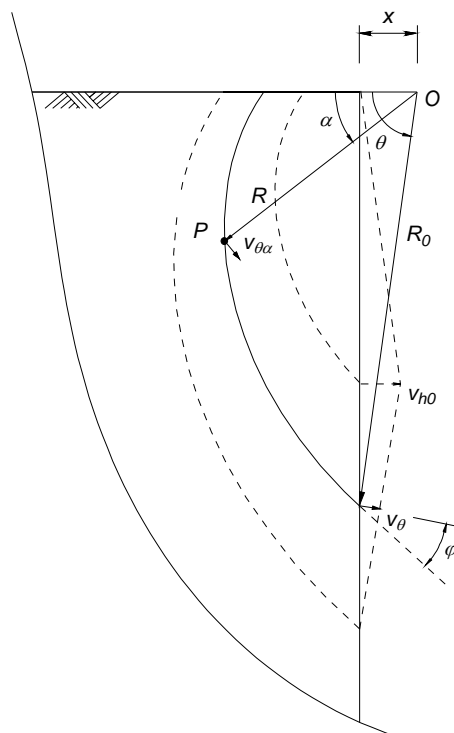


Figure F.4: Définition de la position et de la vitesse d'un point P située dans la zone cisailée

Principe des travaux virtuels

Pour une géométrie fixée, c'est-à-dire pour une hauteur du mur ℓ_h et un couple de paramètres $(\xi; x)$, il est possible de déterminer par le principe des travaux virtuels le moment résistant M_R nécessaire à assurer l'équilibre du système sous une charge q (voir fig. 4.14) pour un sol de poids volumique γ_e et d'angle de frottement φ .

Travail externe

Le travail des charges externe est produit d'une part par la charge q et d'autre part par le poids propre du sol en mouvement.

Poids propre du sol

Le travail produit par le poids propre du sol en mouvement peut être décomposé en deux parties correspondant au travail du corps rigide ABE et au travail de la zone cisailée $ABCD$.

Corps rigide

Le travail du corps rigide peut être exprimé comme :

$$W_{\gamma, ABE} = W_{\gamma, OAB} - W_{\gamma, OEA} \quad (\text{F.64})$$

Le travail d'un corps rigide en rotation délimité par une spirale logarithmique et par deux rayons, le rayon initial r_0 correspondant à l'angle d'ouverture θ_0 et le rayon final r_h correspondant à l'angle d'ouverture θ_h est donné par Chen (Chen 1975) :

$$W_{\gamma} = \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot \Omega \cdot f_1(\theta_0, \theta_h) \quad (\text{F.65})$$

avec

$$f_1(\theta_0, \theta_h) = \frac{1}{3 \cdot (1 + 9 \tan(\varphi)^2)} \cdot [(3 \tan \varphi \cdot \cos \theta_h + \sin \theta_h) \cdot e^{3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi} - 3 \tan \varphi \cdot \cos \theta_0 - \sin \theta_0] \quad (\text{F.66})$$

Le travail de la zone OAB peut ainsi être déterminé en considérant :

$$\Omega = \Omega_E \quad (\text{équation F.56})$$

$$\theta_0 = 0$$

$$\theta_f = \theta_0$$

$$\text{et } r_0 = \frac{x}{\cos \theta_0} e^{-\theta_0 \tan \varphi}$$

on obtient :

$$W_{\gamma, OAB} = \gamma_e \cdot r_0^3 \cdot \Omega \cdot f_1(\theta_0, \theta_h) = \gamma_e \cdot \left(\frac{x}{\cos \theta_0} e^{-\theta_0 \tan \varphi} \right)^3 \cdot \frac{v_{h0}}{x \cdot \tan \theta_0} \cdot f_1(0, \theta_0) \quad (\text{F.67})$$

avec

$$f_1(0, \theta_0) = \frac{1}{3 \cdot (1 + 9 \tan(\varphi)^2)} \cdot [(3 \tan \varphi \cdot \cos \theta_0 + \sin \theta_0) \cdot e^{3 \cdot \theta_0 \cdot \tan \varphi} - 3 \tan \varphi] \quad (\text{F.68})$$

ce qui conduit après simplification à :

$$W_{\gamma, OAB} = \frac{1}{3} \gamma_e \cdot x^2 \cdot v_{h0} \cdot \frac{3 \tan \varphi \cdot \cos \theta_0 + \sin \theta_0 - 3 \tan \varphi \cdot e^{-3 \theta_0 \tan \varphi}}{\cos(\theta_0)^2 \sin \theta_0 \cdot (1 + 9 \tan(\varphi)^2)} \quad (\text{F.69})$$

Le travail produit par la zone OEA est donné par :

$$W_{\gamma, OEA} = \frac{1}{2} x^2 \cdot \tan \theta_0 \cdot \gamma_e \cdot \frac{2}{3} \cdot x \cdot \Omega_E = \frac{1}{3} \gamma_e \cdot x^2 \cdot v_{h0} \quad (\text{F.70})$$

Le travail du corps rigide, équation F.64, devient finalement :

$$W_{\gamma, ABE} = \frac{1}{3} \gamma_e \cdot x^2 \cdot v_{h0} \cdot \left[\frac{3 \tan \varphi \cdot \cos \theta_0 + \sin \theta_0 - 3 \tan \varphi \cdot e^{-3 \theta_0 \tan \varphi}}{\cos(\theta_0)^2 \sin \theta_0 \cdot (1 + 9 \tan(\varphi)^2)} - 1 \right] \quad (\text{F.71})$$

Zone cisailée

Le travail produit par la zone cisailée peut être déterminé par intégration selon différents schémas. Une procédure possible est représentée à la figure F.5. Celle-ci consiste à exprimer le travail d'une masse de terre infinitésimale de surface dA , délimitée par un angle d'ouverture infinitésimal $d\alpha$ et par deux spirales logarithmiques successives respectivement de rayon R et $R+dR$.

La surface infinitésimale peut s'écrire :

$$dA = R \cdot dR \cdot d\alpha \quad (\text{F.72})$$

Le rayon R peut aussi être exprimé grâce à l'équation F.61 comme une fonction de l'angle θ définissant la spirale logarithmique passant par le point P (appartenant à dA). Il est alors possible d'exprimer la dérivée de R par rapport à θ :

L'intégration par rapport à α conduit au travail d'une couche infinitésimale délimitée par deux spirales logarithmiques successives dW_γ :

$$\begin{aligned} dW_\gamma &= \int_0^\theta \gamma_e \cdot \frac{x^2}{\cos(\theta)^2} \cdot e^{3(\alpha-\theta) \cdot \tan\varphi} (\tan\theta - \tan\varphi) \cdot \frac{v_{h0}}{\sin\theta} \cdot \frac{\tan\theta_f - \tan\theta}{\tan\theta_f - \tan\theta_0} \cdot \cos\alpha \cdot d\alpha \\ &= \gamma_e \cdot \frac{x^2}{\cos(\theta)^2} \cdot (\tan\theta - \tan\varphi) \cdot \frac{v_{h0}}{\sin\theta} \cdot \frac{\tan\theta_f - \tan\theta}{\tan\theta_f - \tan\theta_0} \cdot \int_0^\theta e^{3(\alpha-\theta) \cdot \tan\varphi} \cdot \cos\alpha \cdot d\alpha \end{aligned} \quad (\text{F.77})$$

Le résultat de cette intégrale est donné par Chen (voir Chen 1975). On obtient ainsi :

$$\begin{aligned} dW_\gamma &= \gamma_e \cdot \frac{x^2}{\cos(\theta)^2} \cdot (\tan\theta - \tan\varphi) \cdot \frac{v_{h0}}{\sin\theta} \cdot \frac{\tan\theta_f - \tan\theta}{\tan\theta_f - \tan\theta_0} \cdot \\ &\quad (3\tan\varphi \cdot \cos\theta + \sin\varphi - 3\tan\varphi \cdot e^{-3\theta\tan\varphi}) \end{aligned} \quad (\text{F.78})$$

Le travail de la zone $ABCD$ devient :

$$\begin{aligned} W_{\gamma, ABCD} &= \int_{\theta=\theta_0}^{\theta_f} dW_\gamma = \int_{\theta_0}^{\theta_f} \gamma_e \cdot \frac{x^2}{\cos(\theta)^2} \cdot (\tan\theta - \tan\varphi) \cdot \frac{v_{h0}}{\sin\theta} \cdot \frac{\tan\theta_f - \tan\theta}{\tan\theta_f - \tan\theta_0} \cdot \\ &\quad (3\tan\varphi \cdot \cos\theta + \sin\varphi - 3\tan\varphi \cdot e^{-3\theta\tan\varphi}) \cdot d\theta \end{aligned} \quad (\text{F.79})$$

La solution analytique de cette intégrale est difficile, c'est pourquoi il est choisi de la résoudre numériquement en utilisant la formule d'intégration de Simpson.

La démarche, représentée schématiquement à la figure F.6, consiste d'abord à discrétiser le domaine en n secteurs délimités par $n+1$ spirales logarithmiques dont l'espacement est défini par l'incrément $\Delta\theta$:

$$\Delta\theta = \frac{\theta_f - \theta_0}{n} \quad (\text{F.80})$$

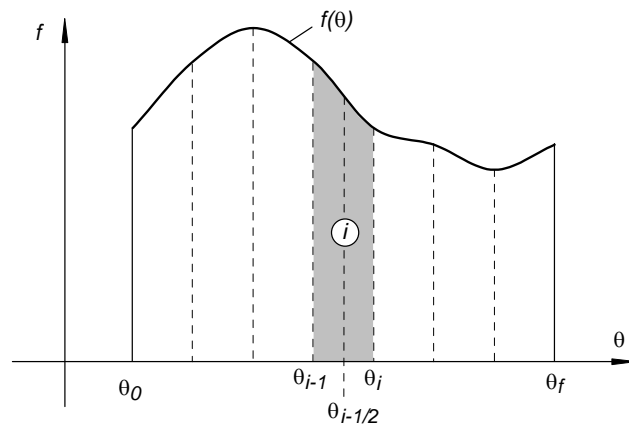


Figure F.6: Schéma d'intégration par la formule de Simpson

Le travail de la couche d'épaisseur infinitésimale dW_γ est une fonction de θ :

$$dW_\gamma = f(\theta) \quad (\text{F.81})$$

L'intégration de cette fonction entre les bornes θ_0 et θ_f avec la formule de Simpson s'écrit :

$$W_{\gamma,ABCD} = \int_{\theta_0}^{\theta_f} f(\theta) d\theta \cong \sum_{i=1}^n \frac{1}{6} \Delta\theta \cdot (f_{i-1} + 4f_{i-1/2} + f_i) \quad (\text{F.82})$$

où $f_i = f(\theta_0 + i \cdot \Delta\theta)$, $f_{i-1/2} = f(\theta_0 + (i-1/2) \cdot \Delta\theta)$ et $f_{i-1} = f(\theta_0 + (i-1) \cdot \Delta\theta)$ (voir figure F.6).

Charge appliquée en surface q

Le travail de la charge q correspond à l'intégrale sur toute la surface du produit de la charge avec la vitesse verticale et peut être exprimé par :

$$W_q = \int_{R_s=x}^{R_{s,f}} q \cdot v(R_s) \cdot dR_s \quad (\text{F.83})$$

où $R_s =$ la distance entre le point considéré sur la surface et le pôle O (voir figure F.7) et la vitesse $v(R_s)$ est la vitesse verticale du point situé sur la surface.

A chaque point situé entre E et C correspond une spirale logarithmique définie par l'angle $\theta \in [0 ; \theta_f]$.

La vitesse le long de EC peut être exprimée en fonction de θ , grâce à l'équation F.62 ($\alpha = 0$) :

$$v_{\theta 0} = v_\theta \cdot e^{\tan\varphi \cdot (\alpha - \theta)} = v_\theta \cdot e^{-\theta \tan\varphi} \quad (\text{F.84})$$

Le segment EB ($\theta \in [0 ; \theta_0]$) subit une rotation en bloc de vitesse Ω_E . La vitesse v_θ au départ de la spirale contre la paroi est alors donnée par :

$$v_\theta = \Omega_E \cdot R_\theta = \frac{v_{h0}}{x \cdot \tan\theta_0} \cdot \frac{x}{\cos\theta} = \frac{v_{h0}}{\tan\theta_0 \cdot \cos\theta} \quad (\text{F.85})$$

La vitesse le long de EB est donc donnée par :

$$v_{\theta 0} = \frac{e^{-\theta \tan\varphi}}{\tan\theta_0 \cdot \cos\theta} \cdot v_{h0} \text{ pour } \theta \in [0 ; \theta_0] \quad (\text{F.86})$$

La vitesse le long de BC peut être déterminée en insérant v_θ tirée de l'équation F.60 dans l'équation F.84 :

$$v_{\theta 0} = e^{-\theta \tan\varphi} \frac{\tan\theta_f - \tan\theta}{\tan\theta_f - \tan\theta_0} \cdot \frac{1}{\sin\theta} \cdot v_{h0} \text{ pour } \theta \in [\theta_0 ; \theta_f] \quad (\text{F.87})$$

Le pôle des spirales étant aligné horizontalement avec la surface libre, les vitesses $v_{\theta 0}$ sont verticales.

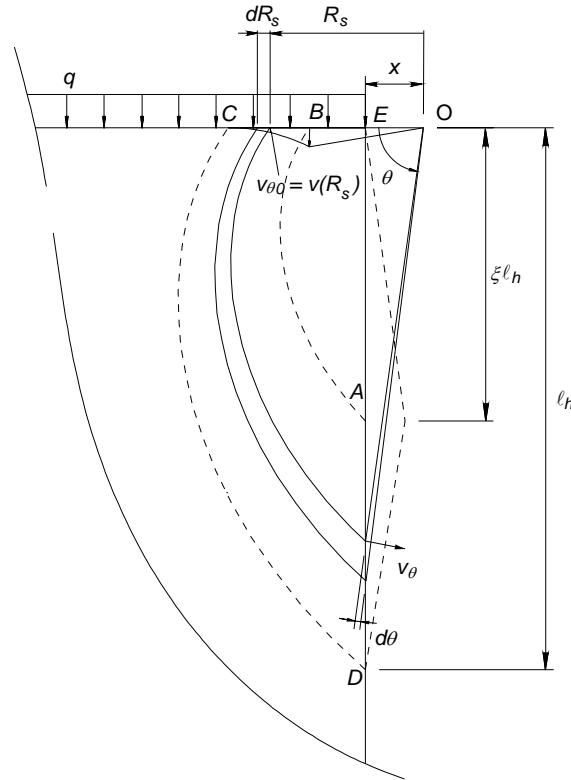


Figure F.7: Schéma d'intégration pour le travail de la charge q appliquée en surface

L'incrément dR_s peut aussi être exprimé en fonction de $d\theta$ par l'équation F.73 en choisissant $\alpha = 0$.

Le travail de la charge q , équation F.83, s'écrit :

$$\begin{aligned}
 W_q &= W_{q,EB} + W_{q,BC} = \int_0^{\theta_0} \frac{e^{-\theta \cdot \tan \varphi}}{\tan \theta_0 \cdot \cos \theta} \cdot v_{h0} \cdot q \cdot \frac{x}{\cos \theta} \cdot e^{-\theta \cdot \tan \varphi} \cdot (\tan \theta - \tan \varphi) \cdot d\theta \\
 &+ \int_{\theta_0}^{\theta_f} e^{-\theta \cdot \tan \varphi} \cdot \frac{\tan \theta_f - \tan \vartheta}{\tan \theta_f - \tan \theta_0} \cdot \frac{1}{\sin \theta} v_{h0} \cdot q \cdot \frac{x}{\cos \theta} \cdot e^{-\theta \cdot \tan \varphi} \cdot (\tan \theta - \tan \varphi) \cdot d\theta \\
 &= \frac{q \cdot x \cdot v_{h0}}{\tan \theta_0} \int_0^{\theta_0} \frac{\tan \theta - \tan \varphi}{\cos(\theta)^2} \cdot e^{-2\theta \cdot \tan \varphi} \cdot d\theta \\
 &+ \frac{q \cdot x \cdot v_{h0}}{\tan \theta_f - \tan \theta_0} \int_{\theta_0}^{\theta_f} \frac{(\tan \theta_f - \tan \vartheta) \cdot (\tan \theta - \tan \varphi)}{\sin \theta \cdot \cos \theta} \cdot e^{-2\theta \cdot \tan \varphi} \cdot d\theta
 \end{aligned} \tag{F.88}$$

L'intégrale ci-dessus peut également être résolue numériquement avec la formule de Simpson.

Somme des contributions

Le travail externe total est la somme des différentes contributions (équations F.71, F.82 et F.88) :

$$W_{ext} = W_{\gamma,ABE} + W_{\gamma,ABCD} + W_{q,EB} + W_{q,BC} \tag{F.89}$$

Le travail externe est alors une fonction des deux paramètres géométriques qui prend la forme :

$$W_{ext} = \overline{W}_{ext} \cdot v_{h0} = f(\xi; x) \cdot v_{h0} \quad (\text{F.90})$$

Ce travail peut être déterminé numériquement si les paramètres ξ et x sont fixés.

Travail interne

La dissipation d'énergie sous une vitesse v_{h0} est donnée par l'énergie dissipée dans les trois rotules plastiques car $D_{sol} = 0$ ($c = 0$ et loi d'écoulement associée) et $D_{int} = 0$ (interface lisse).

La rotule supérieure subit une rotation Ω_E (équation F.56) et la rotule inférieure Ω_D (équation F.58). La rotule centrale subit quant à elle une rotation cumulée correspondant à $\Omega_E + \Omega_D$. Comme la résistance de la paroi est uniforme et vaut M_R , la dissipation d'énergie correspond à :

$$D_M = -M_R \cdot 2 \cdot (\Omega_E + \Omega_D) = -M_R \cdot \frac{2 \cdot v_{h0}}{\ell_h \cdot (\xi - \xi^2)} = -M_R \cdot \frac{2 \cdot v_{h0}}{x \cdot \tan \theta_f \cdot (\xi - \xi^2)} \quad (\text{F.91})$$

Equation des travaux virtuels

Le principe des travaux virtuels permet d'exprimer le moment résistant M_R par une fonction qui dépend seulement des deux paramètres géométriques :

$$W_{ext} = -D_M \Rightarrow M_R = \frac{\ell_h \cdot (\xi - \xi^2)}{2} \cdot \overline{W}_{ext} = f(\xi; x) \quad (\text{F.92})$$

La géométrie du mécanisme déterminant peut ensuite être obtenue par une procédure d'optimisation de la fonction M_R en recherchant le couple de paramètres $(\xi; x)$ conduisant au moment résistant maximal si la charge q est fixée (= borne inférieure minimale).

Optimisation

La procédure d'optimisation, effectuée pour une paroi de hauteur ℓ_h , un sol de poids volumique γ_e et d'angle de frottement φ et une charge en surface q , consiste à encadrer progressivement la solution optimale recherchée en suivant l'algorithme ci-dessous :

- 1 Choix de bornes x_{inf} et x_{sup} pour le paramètre x . $x_{inf} = 0$ peut être choisi. Pour x_{sup} , une valeur suffisamment grande doit être choisie.
- 2 Calcul de la valeur moyenne $x_{moy} = 0.5(x_{inf} + x_{sup})$
- 3 Pour chacune des trois valeurs de x , recherche du paramètre ξ conduisant au moment maximal $M_{R,max}(x)$ (x étant fixé) par la procédure suivante :
 - 3.1 Choix de bornes ξ_{inf} et ξ_{sup} pour le paramètre ξ . La valeur de ξ_{inf} peut être déterminée à l'aide de l'équation F.63 comme x est connu. Pour ξ_{sup} la valeur proche de $\xi_{sup} = 1$ peut être choisie.
 - 3.2 Calcul de la valeur moyenne $\xi_{moy} = 0.5(\xi_{inf} + \xi_{sup})$

- 3.3 Pour chacune des trois valeurs de ξ ainsi définies, le moment maximal M_R est déterminé à partir de l'équation F.92.
- 3.4 Vérification de la tolérance visée Δ :
- si $\text{abs}(M_R(\xi_{inf}) - M_R(\xi_{sup})) < \Delta$, $M_{R,max}(x) = M_R(\xi_{inf})$. Stocker le paramètre x_{inf} et passer au point 4
- 3.5 Si $\text{abs}(M_R(\xi_{inf}) - M_R(\xi_{moy})) < \text{abs}(M_R(\xi_{sup}) - M_R(\xi_{moy}))$, $\xi_{inf} = \xi_{inf}$ et $\xi_{sup} = \xi_{moy}$
Si $\text{abs}(M_R(\xi_{inf}) - M_R(\xi_{moy})) > \text{abs}(M_R(\xi_{sup}) - M_R(\xi_{moy}))$, $\xi_{inf} = \xi_{moy}$ et $\xi_{sup} = \xi_{sup}$
- 3.6 Retour au point 3.2
- 4 Vérification de la tolérance visée Δ :
- si $\text{abs}(M_{R,max}(x_{inf}) - M_{R,max}(x_{sup})) < \Delta$, $M_{R,max} = M_{R,max}(x_{inf})$. Stocker le paramètre x_{inf} et passer au point 7
- 5 Si $\text{abs}(M_{R,max}(x_{inf}) - M_{R,max}(x_{moy})) < \text{abs}(M_{R,max}(x_{sup}) - M_{R,max}(x_{moy}))$, $x_{inf} = x_{inf}$ et $x_{sup} = x_{moy}$
Si $\text{abs}(M_{R,max}(x_{inf}) - M_{R,max}(x_{moy})) > \text{abs}(M_{R,max}(x_{sup}) - M_{R,max}(x_{moy}))$, $x_{inf} = x_{moy}$ et $x_{sup} = x_{sup}$
- 6 Retour au point 2
- 7 Fin : le moment maximal a été déterminé et vaut $M_{R,max}$ et correspond au mécanisme défini par x_{inf} et ξ_{inf} .

F.4 Paroi latérale d'une tranchée couverte cadre – état actif de Rankine

L'état actif de Rankine dans le sol derrière la paroi constitue un état de contraintes admissible pour le sol. La construction d'un champ de contraintes admissible pour le système sol-structure nécessite simplement d'imposer que le diagramme des moments de flexion dans la paroi est statiquement admissible. Le but est de rechercher le diagramme des moments statiquement admissible donnant la borne inférieure maximale pour cette distribution des pressions de contact. Cette situation est obtenue lorsque la structure atteint le moment résistant en trois sections sans être dépassé ailleurs.

Cette situation est représentée à la figure F.8.

Le moment M_R est alors atteint aux deux encastremets (A et C) et en un point dans la partie centrale du mur (B) défini par le paramètre ξ . En ce point, l'effort tranchant est nul puisqu'un moment maximal est atteint.

L'objectif est donc de trouver les couples ($q ; M_R$) qui conduisent à un tel diagramme des moments. Ceci peut être fait en exploitant les conditions d'équilibre.

Il est possible d'exprimer l'équilibre des deux sous-systèmes AB et BC (voir figure F.9).

Les pressions de contact agissant sur les deux sous-systèmes peuvent être regroupées en deux forces, l'une représentant les pressions uniformes sur l'élément (respectivement Q_1 et Q_3 pour les sous-systèmes AB et BC), et l'autre représentant les pressions variant linéairement (respectivement Q_2 et Q_4 pour les sous-systèmes AB et BC).

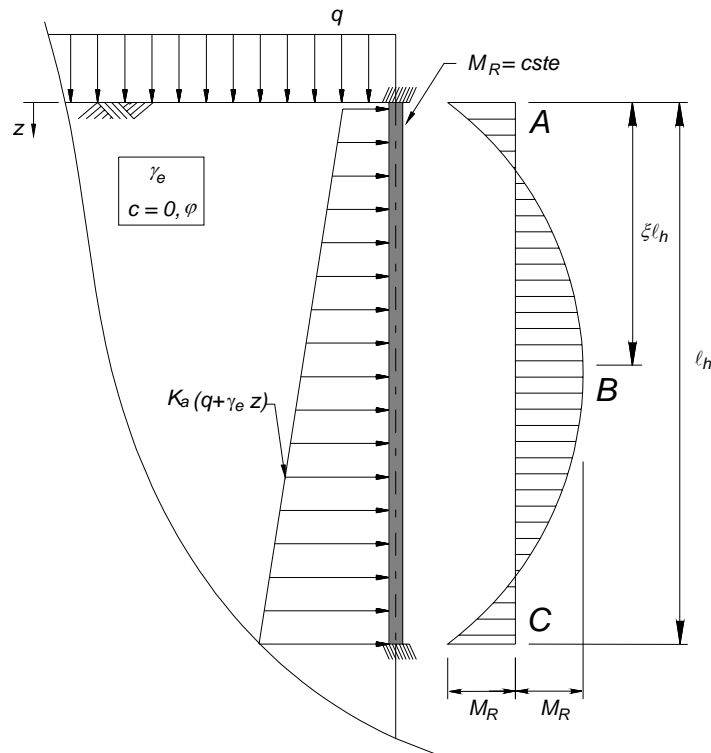


Figure F.8: Pressions de contact contre la paroi sous l'état actif de Rankine et moments de flexion admissibles

Ces forces valent :

$$Q_1 = K_a \cdot q \cdot \xi \cdot \ell_h \quad (\text{F.93})$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_e \cdot \xi^2 \cdot \ell_h^2 \quad (\text{F.94})$$

$$Q_3 = K_a \cdot (q + \gamma_e \cdot \xi \cdot \ell_h) \cdot (1 - \xi) \cdot \ell_h \quad (\text{F.95})$$

$$Q_4 = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma_e \cdot (1 - \xi)^2 \cdot \ell_h^2 \quad (\text{F.96})$$

Sur le sous-système AB , la condition d'équilibre $\sum M_A = 0$ (somme des moments autour de A égale à 0), conduit à :

$$2M_R = Q_1 \cdot \frac{\xi \cdot \ell_h}{2} - Q_2 \cdot \frac{2 \cdot \xi \cdot \ell_h}{3} = K_a \cdot \xi^2 \cdot \ell_h^2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot q + \frac{1}{3} \cdot \gamma_e \cdot \xi \cdot \ell_h \right) \quad (\text{F.97})$$

Sur le sous-système BC , la condition d'équilibre $\sum M_C = 0$ (somme des moments autour de C égale à 0), conduit à :

$$\begin{aligned} 2M_R &= Q_3 \cdot \frac{(1 - \xi) \cdot \ell_h}{2} - Q_4 \cdot \frac{(1 - \xi) \cdot \ell_h}{3} \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot (1 - \xi)^2 \cdot \ell_h^2 \cdot \left(q + \gamma_e \cdot \xi \cdot \ell_h \right) - \frac{1}{3} \cdot \gamma_e \cdot (1 - \xi) \cdot \ell_h \end{aligned} \quad (\text{F.98})$$

En exprimant que les termes de droite des équations F.97 et F.98 doivent être identiques, on obtient une équation quadratique où seul le paramètre ξ est inconnu si la charge q est admise connue. Les solutions obtenues sont :

$$\xi = -\frac{q}{\gamma_e \cdot \ell_h} \pm \frac{1}{\gamma_e^2 \cdot \ell_h^2} \sqrt{\frac{q^2}{\gamma_e^2 \cdot \ell_h^2} + \frac{q}{\gamma_e \cdot \ell_h} + \frac{1}{3}} \quad (\text{F.99})$$

Seule la solution positive a un sens physique.

Le moment résistant recherché est ensuite obtenu en insérant ξ (équation F.99) dans l'équation F.97. Le moment M_R ne dépend que de la charge q , du poids volumique et de l'angle de frottement du sol γ_e et φ , et de la hauteur de la paroi ℓ_h .

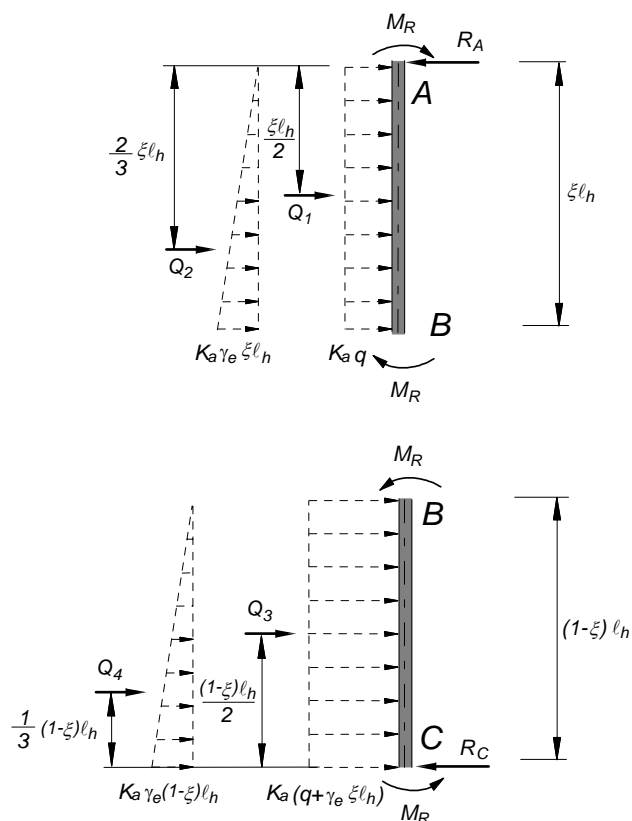


Figure F.9: Sous-systèmes AB et BC pour la détermination de $M_{R,min}$.

SYLVAIN PLUMEY, ING. DIPL. EPFL

Etat civil

Date de naissance : 4 juin 1979
Origine : Grandfontaine (JU), Suisse
Etat civil : Célibataire

Formation scolaire et universitaire

1997 – 2002 Diplôme d'ingénieur en Génie Civil à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Prix « UPIAV » pour la meilleure moyenne aux examens d'admission au travail pratique de diplôme et prix « BETON HOLCIM » pour le travail pratique de diplôme

1999 – 2000 Année d'échange à « University of Texas », Austin, USA dans le cadre de ma formation à l'EPFL
University Honors, Fall 1999 et Spring 2000

1994 – 1997 Maturité scientifique au Lycée cantonal de Porrentruy

Expérience professionnelle

2002 - Assistant-doctorant au Laboratoire de Construction en Béton (IS-BETON), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Recherche dans le domaine des tranchées couvertes
Participation aux activités d'enseignement du laboratoire
Participation à plusieurs mandats et expertises dans le domaine des tranchées couvertes et des structures en béton

Publications

Plumey S., Muttoni A., Vulliet L., Labieuse V., *Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes*, Rapport de recherche OFROU n°605, 214 p., novembre 2006

Plumey S., Muttoni A., Vulliet L., Labieuse V., *Considerations on the design of cut-and-cover tunnels*, ELU-ULS 2006 - Symposium international sur les états limites ultimes des ouvrages géotechniques, pp. 379-386, Marne-la-Vallée, France, 2006

Plumey S., Muttoni A., *Considérations sur l'interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes*, fib-CH, Construction en béton en Suisse . The second fib-congress, June 5-8, 2006, Naples, Italy, pp. 24-28, Zürich, Suisse, 2006

Plumey S., Muttoni A., Vulliet L., Labieuse V., *Plasticity in soil-structure interaction applied to cut-and-cover tunnels*, 5th International PhD Symposium in civil engineering, 2, pp. 989-995, Delft, Pays-Bas, juin, 2004.

Plumey S., *Influence du comportement plastique de la structure sur l'état limite ultime dans les problèmes d'interaction sol-structure*, Publication de la Société Suisse de la Mécanique des Sols et des Roches, 148, pp. 85-91, mars, 2004.