



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Département fédéral de l'environnement,
des transports, de l'énergie et de la communication DETEC

Office fédéral des routes OFROU

Directive

Édition 2013 V1.00

Calcul et dimensionnement des tranchées couvertes

ASTRA 12014

ASTRA OFROU USTRA UVIAS

Impressum

Auteurs / Groupe de travail

Alvarez Manuel	(OFROU N-SFS, présidence dès août 2009)
Schuler Willi	(OFROU N-SFS, présidence jusqu'en août 2009)
Gammeter Christian	(OFROU N-SFS, suivi technique)
Henguely Patrick	(OFROU I-FU, accompagnement technique jusqu'en avril 2012)
Fellmann Walter	(Bureau d'études, accompagnement technique)
Geiser Françoise	(Bureau d'études, accompagnement technique)
Jacquemoud Joseph	(Bureau d'études, accompagnement technique)
Lutz Anita	(Bureau d'études, auteur)
Plumey Sylvain	(Bureau d'études, auteur)
Ryser Matthias	(Bureau d'études, auteur)
Muttoni Aurelio	(EPF Lausanne, auteur)

Traduction (Version originale en français)

Éditeur

Office fédéral des routes OFROU
Division réseaux routiers N
Standards, recherche, sécurité SFS
3003 Berne

Diffusion

Le document est téléchargeable gratuitement sur le site www.astra.admin.ch.

© ASTRA 2013

Reproduction à usage non commercial autorisée avec indication de la source.

Avant-propos

La présente directive ASTRA 12014 « Calcul et dimensionnement des tranchées couvertes » (édition 2013) résulte de la révision et du développement de la documentation ASTRA 82007 sur le sujet, intitulée « Calcul et dimensionnement des tunnels exécutés à ciel ouvert » (édition 1998). Une nouvelle version de la documentation mentionnée (édition 2013) complète la directive à l'aide de commentaires explicatifs et d'exemples d'application.

La directive est structurée sur la base des normes de la SIA sur les structures porteuses, et son contenu complète celui des normes SIA 260 à 267 sur les structures porteuses et des normes complémentaires SIA 269/i sur la maintenance de celles-ci. Conforme à l'état actuel de la technique, elle s'adresse en premier lieu aux professionnels en charge de la conception et de l'examen des tranchées couvertes, auxquels elle fournit des indications essentielles sur les points suivants : conception de tranchées couvertes, actions, analyse et dimensionnement de la structure porteuse, zones d'influence actives et passives dans l'interaction sol – structure et capacité de déformation de la structure porteuse. L'analyse et le dimensionnement de ces structures par la méthode aux modules de réaction ou la méthode aux éléments finis y sont traités au moyen d'un concept uniforme et cohérent qui distingue les structures en fonction de leur capacité de déformation.

La présente directive a été élaborée par le groupe de travail indiqué dans l'impressum, sous la direction de l'OFROU et avec la participation de spécialistes issus de bureaux d'étude ou du milieu académique. Elle a été rédigée par les personnes mentionnées comme « auteurs », et soumise pour avis aux experts chargés de l'accompagnement technique. Nous adressons nos remerciements chaleureux à toutes les personnes qui ont participé à cet excellent travail.

Office fédéral des routes

Rudolf Dieterle, dr ès sc.
Directeur

Table de matières

	Impressum.....	2
	Avant-propos.....	3
1	Introduction.....	7
1.1	Objectif de la directive.....	7
1.2	Champ d'application.....	7
1.3	Destinataires.....	7
1.4	Dérogations.....	7
1.5	Entrée en vigueur et modifications.....	7
2	Terminologie.....	8
2.1	Termes techniques.....	8
2.2	Notations.....	10
3	Conception.....	12
3.1	Notions générales.....	12
3.2	Principes de base.....	12
3.3	Forme de la structure porteuse.....	13
3.4	Capacité de déformation de la structure porteuse.....	14
3.5	Méthode d'exécution.....	14
3.6	Sécurité structurale.....	15
3.7	Aptitude au service.....	16
3.8	Durabilité.....	16
3.9	Contrôle d'exécution et surveillance.....	16
4	Actions sur la structure porteuse.....	18
4.1	Action du sol.....	18
4.2	Déplacements imposés.....	19
4.3	Stabilité du versant.....	19
4.4	Action des eaux souterraines.....	19
4.5	Poids propre et surcharges.....	20
4.6	Utilisation du sol en surface et charges de trafic.....	20
4.7	Variations de température.....	20
4.8	Effets différés.....	20
4.9	Chutes de pierres.....	21
4.10	Avalanches.....	21
4.11	Séisme.....	21
4.12	Explosion.....	22
4.13	Incendie.....	22
4.14	Chocs.....	22
5	Situations de projet et valeurs de calcul.....	23
5.1	Généralités.....	23
5.2	Principes généraux du concept de dimensionnement.....	23
5.3	Situations de projet.....	25
5.4	Définition des zones actives et passives dans le sol.....	28
5.5	Valeurs de calcul pour le terrain et la structure principale.....	30
5.6	Méthode simplifiée.....	34
6	Analyse structurale et dimensionnement.....	35
6.1	Modélisation du comportement.....	35
6.2	Capacité de déformation de la structure porteuse.....	38

6.3	Vérification de la sécurité structurale pour les situations de projet durables et transitoires	39
6.4	Vérification de la sécurité à la poussée d'Archimède.....	40
6.5	Vérification de la sécurité structurale pour les situations de projet accidentelles.	40
6.6	Vérification de la sécurité structurale après une rupture locale.....	41
6.7	Vérification de l'aptitude au service.....	41
7	Vérification des structures existantes.....	43
7.1	Principes généraux.....	43
	Annexes	45
	Bibliographie	55
	Liste des modifications.....	57

1 Introduction

1.1 Objectif de la directive

La présente directive précise et comble les lacunes dans le dimensionnement des tranchées couvertes et d'autres structures enterrées.

La directive fixe les principes pour l'élaboration des projets de ces structures porteuses et complète les normes SIA 260 [8] à 267 [11], édition 2003 (révision partielle 2013 pour SIA 262) et les normes SIA 269 [12], édition 2011. Elle propose aussi une application des principes de ces normes en cas de modélisation par la méthode aux éléments finis.

La directive ne traite pas les détails constructifs relatifs à ce type d'ouvrages.

1.2 Champ d'application

1.2.1 La directive s'applique aux structures porteuses en béton armé enterrées, c'est-à-dire exécutées à ciel ouvert et remblayées. Elle est établie pour le calcul et le dimensionnement des projets des routes nationales et principales suisses.

La directive s'applique notamment :

- aux tranchées couvertes ;
- aux différents ouvrages enterrés ;
- aux galeries remblayées ;
- aux aqueducs enterrés ;
- aux passages inférieurs routiers enterrés.

1.2.2 Les éléments porteurs qui ne font pas partie de la structure porteuse principale, tels que galeries techniques ou dalles intermédiaires, ne sont pas considérés dans cette directive.

1.2.3 Pour d'autres ouvrages semblables, dont les conditions ont été soigneusement appréciées, la présente directive peut servir de guide.

1.2.4 La présente directive ne s'applique pas aux tunnels exécutés en souterrain.

1.3 Destinataires

1.3.1 La présente directive s'adresse aux ingénieurs chargés de la conception et de la réalisation de tranchées couvertes. Elle s'adresse également aux ingénieurs chargés d'évaluer le comportement structural d'ouvrages existants.

1.4 Dérogations

1.4.1 Des dérogations à la présente directive sont admissibles, si elles sont suffisamment justifiées par des théories ou par des essais, ou si de nouveaux développements ou de nouvelles connaissances dans le domaine en question permettent une telle démarche.

1.4.2 Les dérogations à la présente directive seront clairement mentionnées et dûment justifiées dans la convention d'utilisation et dans la base du projet.

1.5 Entrée en vigueur et modifications

La présente directive entre en vigueur le 01.02.2013. La « Liste des modifications » se trouve à la page 57.

2 Terminologie

2.1 Termes techniques

Les termes techniques définis ci-après sont utilisés dans la présente directive. Les termes techniques généraux et plus spécifiques sont définis dans les normes SIA 260 [8], 262 [10] et 267 [11].

Capacité de déformation suffisante <i>Ausreichendes Verformungsvermögen</i>	Capacité de déformation plastique de la structure principale qui permet un comportement ductile sous actions statiques avec une redistribution des efforts internes et une activation additionnelle de la fonction porteuse du sol.
Capacité de déformation insuffisante <i>Nicht ausreichendes Verformungsvermögen</i>	Capacité de déformation plastique de la structure principale limitée, qui conduit à un comportement fragile sous actions statiques et ne permet pas de redistribution des efforts internes.
Comportement ductile <i>Duktiles Verhalten</i>	Comportement caractérisé par de grandes déformations avant la rupture.
Comportement fragile <i>Sprödes Verhalten</i>	Comportement conduisant à une rupture soudaine et sans signes annonciateurs.
Eau souterraine <i>Grundwasser</i>	Eau courante ou stagnante occupant les vides du sol ou de la roche de façon continue.
Fondation <i>Fundation</i>	Ensemble des dispositions techniques aptes à transmettre au terrain les charges et les forces émanant d'une construction.
Force d'écoulement <i>Strömungskraft</i>	Force résultant d'un écoulement d'eau et agissant dans le sol par frottement.
Ligne des pressions <i>Drucklinie</i>	Ligne définissant la position de la résultante des efforts en section d'une structure.
Méthode observationnelle <i>Beobachtungsmethode</i>	Procédure applicable à l'élaboration du projet, l'exécution et l'utilisation d'une structure porteuse en cas de bases de dimensionnement trop peu fiables. Cette procédure implique l'acceptation de certains risques, un pronostic sur le comportement de l'ouvrage et l'établissement de valeurs limites adéquates, y compris les mesures de surveillance et de sécurité correspondantes.
Pression de compactage <i>Verdichtungsdruck</i>	Poussée des terres supplémentaire engendrée par le compactage du sol.
Poussée active <i>Aktiver Erddruck</i>	Poussée des terres la plus petite possible s'établissant sur la structure lors d'un déplacement de la structure vers le vide.
Poussée des terres <i>Erddruck</i>	Force ou contrainte spécifique s'exerçant à la surface de contact entre le terrain et la structure portante.
Poussée des terres au repos <i>Erdruhedruck</i>	Poussée des terres s'exerçant dans un terrain non remanié ou reconsolidé sans déplacement de la structure portante.
Poussée passive <i>Passiver Erddruck</i>	Poussée des terres la plus élevée qui puisse s'établir sur la structure lors d'un déplacement de la structure vers le sol.

<i>Résistance du sol</i> <i>Erdwiderstand</i>	Résistance du terrain s'établissant devant une structure lors d'un déplacement de la structure contre le sol.
<i>Situation de projet</i> <i>Bemessungssituation</i>	Réalités physiques et conditions existantes, dans une certaine période, pour lesquelles il doit être vérifié que des états-limites déterminants ne sont pas dépassés.
<i>Situation de risque</i> <i>Gefährdungsbild</i>	Situation critique, caractérisée par un danger prépondérant et des circonstances concomitantes.
<i>Sol</i> <i>Boden</i>	Géotechnique : terrain de fondation constitué de sol meuble.
<i>Structure globale</i> <i>Gesamtragwerk</i>	Structure porteuse composée de la structure en béton armé et du terrain avec lequel elle interagit.
<i>Structure porteuse principale</i> <i>Haupttragwerk</i>	Structure en contact avec le sol ou ayant une fonction de soutien de la structure en contact avec le sol.
<i>Régime de comportement</i> <i>Systemverhalten</i>	Caractérisation du comportement de la structure.
<i>Régime de déformations imposées</i> <i>Verformungsgesteuertes Verhalten</i>	Comportement des structures dans lesquelles les sollicitations de flexion se réduisent lorsque leur rigidité flexionnelle diminue.
<i>Régime de charges imposées</i> <i>Lastgesteuertes Verhalten</i>	Comportement des structures dans lesquelles les sollicitations de flexion sont nécessaires à l'équilibre et ne dépendent pas de manière significative de leur rigidité flexionnelle.
<i>Talus</i> <i>Böschung</i>	Masse de terrain délimitée par une surface inclinée obtenue par excavation ou remblayage.
<i>Terrain de fondation</i> <i>Baugrund</i>	Terrain dans l'emprise du projet, constitué de sol meuble ou de roche.
<i>Tranchée couverte</i> <i>Tagbautunnel</i>	Tunnel exécuté à ciel ouvert et remblayé.
<i>Valeur caractéristique</i> <i>Charakteristischer Wert</i>	Valeur d'une action, d'une donnée géométrique, d'une propriété du matériau de construction, ou du terrain de fondation, généralement définie sur une base statistique (valeur moyenne, valeur supérieure ou inférieure), le cas échéant aussi valeur nominale ou valeur probable prudente.
<i>Valeur de calcul</i> <i>Bemessungswert</i>	Valeur entrant dans une vérification, déterminée soit à partir d'une valeur caractéristique, ou d'une valeur représentative, ou d'une fonction de valeurs de calcul en relation avec des facteurs partiels et des facteurs de conversion, ou encore le cas échéant, fixée directement.
<i>Zone active</i> <i>Aktive Zone</i>	Zone du sol où la structure se déplace vers l'intérieur du tunnel ou zone où l'influence du sol est négative (dans la situation de projet considérée).
<i>Zones d'influence</i> <i>Einflusszonen</i>	Zones du sol autour de la structure porteuse, subdivisées en fonction de leur influence sur le comportement de la structure globale.
<i>Zone passive</i> <i>Passive Zone</i>	Zone du sol où la structure se déplace vers l'extérieur du tunnel et comprime le sol (dans la situation de projet considérée).

2.2 Notations

2.2.1 Majuscules latines

D	diamètre d'un profil circulaire, distance entre deux points
E	module d'élasticité
E_d	valeur de calcul de l'effet d'une action, valeur de calcul du module d'élasticité
E_k	valeur caractéristique du module d'élasticité
E_s	module de déformation du sol ou de la roche (par essai oedométrique)
E_v	module de déformation du sol ou de la roche (par essai de plaque)
F_d	valeur de calcul d'une action
F_k	valeur caractéristique d'une action
H	hauteur totale de la structure porteuse principale
M_E	module de compressibilité du sol ou de la roche
M_d	valeur de calcul d'un moment de flexion
N_d	valeur de calcul d'un effort normal
R_d	valeur de calcul d'une résistance ultime
V_d	valeur de calcul d'un effort tranchant
X_{ad}	valeur de calcul d'une propriété du terrain de fondation dans la zone active
X_d	valeur de calcul d'une propriété du matériau de construction ou du terrain de fondation
X_k	valeur caractéristique d'une propriété du matériau de construction ou du terrain de fondation
$X_{pd,max}$	valeur de calcul d'une propriété du terrain de fondation pour la poussée passive maximale
$X_{pd,min}$	valeur de calcul d'une propriété du terrain de fondation pour la poussée passive minimale

2.2.2 Minuscules latines

a	grandeur géométrique, espacement des ressorts
a_{gd}	valeur de calcul de l'accélération horizontale du sol
b	épaisseur du modèle plan
c_s	rigidité d'un ressort dans la méthode des modules de réaction
c'	cohésion effective
c'_d	valeur de calcul de la cohésion effective
c'_k	valeur caractéristique de la cohésion effective
d	hauteur statique
g	accélération de la pesanteur
h	hauteur
h_s	hauteur du sol
h_{sd}	valeur de calcul de la hauteur du sol
$h_{s,nom}$	valeur nominale de la hauteur du sol
h_w	hauteur d'eau
h_{wd}	valeur de calcul de la hauteur d'eau
h_{wk}	valeur caractéristique de la hauteur d'eau
h_{wm}	valeur moyenne de la hauteur d'eau
k_c	coefficient pour la détermination de la résistance du béton
k_s	coefficient ou module de réaction

k_{sk}	valeur caractéristique du coefficient de réaction
k_{sd}	valeur de calcul du coefficient de réaction
l	longueur, portée d'une dalle
p	poussée des terres ou pression de contact en général (contrainte de compression)
p_0	poussée des terres au repos
p_d	valeur de calcul d'une pression de contact
p_k	valeur caractéristique d'une pression de contact
q_k	charge utile agissant sur la surface du terrain
r	rayon moyen extérieur d'un profil circulaire
s	tassement dû à la poussée p sur une fondation, déplacement dans la direction opposée à la poussée
u	déplacement
w	pression d'eau
x	hauteur de la zone de compression par flexion composée

2.2.3 Majuscules grecques

Δh_s	écart de la valeur de calcul de la hauteur du remblai par rapport à sa valeur nominale
Δp	variation de la poussée des terres
Δs	tassement dû à la variation de poussée Δp sur une fondation

2.2.4 Minuscules grecques

α	inclinaison des champs de compression par rapport à l'armature tendue, facteur de correction
β	penne du remblai
ε_v	déformation de l'armature flexionnelle pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant d'une section sans armature d'effort tranchant
γ	poide volumique du sol, teneur en eau naturelle ou saturée
γ_d	valeur de calcul du poide volumique du sol
$\gamma_{F,inf}$	facteur de charge (dimensionnement avec des valeurs de calcul inférieures)
$\gamma_{F,sup}$	facteur de charge (dimensionnement avec des valeurs de calcul supérieures)
γ_f	facteur d'importance
γ_k	valeur caractéristique du poide volumique du sol
δ	angle de frottement à l'interface sol-structure
ϕ'	angle de frottement interne effectif
ϕ'_k	valeur caractéristique de l'angle de frottement interne effectif
ϕ'_d	valeur de calcul de l'angle de frottement interne effectif
ρ_w	taux d'armature d'effort tranchant
ν	coefficient de Poisson
ν_k	valeur caractéristique du coefficient de Poisson
ν_d	valeur de calcul du coefficient de Poisson
ψ_0	coefficient de réduction pour actions rares
ψ_1	coefficient de réduction pour actions fréquentes
ψ_2	coefficient de réduction pour actions quasi permanentes

3 Conception

3.1 Notions générales

3.1.1 Les bases pour l'élaboration du projet sont définies dans la convention d'utilisation établie avec le maître d'ouvrage et dans la base du projet conformément aux principes de la norme SIA 260 [8].

3.1.2 L'élaboration d'un projet de structures porteuses enterrées présuppose une connaissance suffisante des conditions géologiques et hydrogéologiques, des matériaux de remblayage ainsi que des méthodes de construction qui seront vraisemblablement utilisées.

Les exigences pour la reconnaissance du terrain sont définies dans la norme SIA 267 [11]. Ces reconnaissances doivent être menées assez tôt pour garantir un temps d'observation suffisant (niveaux des eaux souterraines, plans de glissement,...).

Un modèle géotechnique doit être établi par l'auteur du projet. Ce modèle est une interprétation simplifiée des conditions géologiques et hydrogéologiques. Il doit tenir compte des spécificités du projet et des différentes situations de danger qui lui sont associées.

3.1.3 La conception des tranchées couvertes doit généralement être menée conjointement au dimensionnement de la structure. Il s'agit par principe d'un processus itératif.

L'annexe I.1 présente les phases principales de l'élaboration du projet.

3.1.4 En raison des aléas inhérents à ces ouvrages et des difficultés à reproduire de façon univoque, par le calcul, le comportement du terrain de fondation, du remblai et de la structure porteuse, le projet sera élaboré sur la base d'expériences faites lors de la construction d'ouvrages semblables.

3.1.5 Si les bases sont incertaines, en particulier celles relatives à la compréhension du comportement du terrain de fondation et de la structure porteuse, on appliquera la méthode observationnelle selon la norme SIA 267 [11]. L'application de la méthode observationnelle est particulièrement recommandée pour la maîtrise de phases critiques pendant la construction.

La méthode observationnelle n'est pas applicable lorsque la structure globale a un comportement fragile.

3.1.6 La conception, l'analyse et le dimensionnement des tranchées couvertes nécessitent une expérience suffisante de l'auteur du projet dans ce domaine.

3.2 Principes de base

3.2.1 Les effets d'action sollicitant la structure porteuse principale découlent de phénomènes complexes influencés par les caractéristiques du terrain de fondation et des remblais, par le comportement de la structure, par l'interaction entre le sol et la structure et par la méthode d'exécution.

3.2.2 La structure porteuse principale peut être soumise à un régime de charges imposées ou à un régime de déformations imposées. En principe, l'un de ces deux régimes, appelés régimes de comportement, est prépondérant. Il convient d'en tenir compte dès la conception de la structure porteuse.

3.2.3 La conception retenue détermine le comportement de la structure porteuse principale en béton armé, qui peut être ductile (capacité de déformation suffisante), ou fragile (capacité

de déformation insuffisante). Dans ce dernier cas, la rupture de la structure peut intervenir sans signes annonciateurs.

L'analyse et le dimensionnement des tranchées couvertes dont la capacité de déformation est suffisante sont traités différemment de celles dont la capacité est insuffisante.

- 3.2.4 Compte tenu des incertitudes et des aléas inhérents à ce type d'ouvrages, en particulier sur la nature des terrains en place et des actions qu'ils exercent sur la structure, les nouvelles structures seront en principe conçues robustes avec une capacité de déformation suffisante au sens du chiffre 6.2 de la présente directive.

Des nouvelles structures avec un comportement potentiellement fragile ne sont autorisées qu'exceptionnellement et sont à valider par le maître d'ouvrage dans la convention d'utilisation et à spécifier explicitement dans la base du projet.

3.3 Forme de la structure porteuse

- 3.3.1 La forme de la section transversale sera choisie sur la base de critères économiques et constructifs ainsi que d'exigences fonctionnelles et statiques.

- 3.3.2 En règle générale, les sections transversales de type cadre ne conviennent que pour des faibles couvertures de terre. Pour les remblais plus importants, le recours à des sections transversales de type voûte est en principe plus avantageux.

- 3.3.3 En présence de fortes couvertures de terre ou de configurations inhabituelles, on essaiera de limiter l'excentricité de la résultante des efforts intérieurs de la structure à l'état quasi-permanent, en adaptant si possible la forme et les dispositions constructives de la section transversale.

La détermination de la ligne des pressions, même basée sur des hypothèses simplificatrices, permet d'évaluer efficacement la forme de la section transversale et de mettre les zones critiques en évidence.

- 3.3.4 On apportera une attention particulière aux structures soumises à des charges fortement asymétriques, en recherchant si possible une forme adaptée aux sollicitations. Une voûte élancée symétrique n'est en principe pas recommandée dans ces situations.

- 3.3.5 Le choix de l'épaisseur des éléments de la structure tiendra compte du régime de comportement déterminant pour la structure et des contraintes de mise en œuvre du béton en présence d'armature. Pour des structures soumises à un régime de déformations imposées, on privilégiera une structure souple à une structure rigide.

L'épaisseur minimale d'un élément de structure en contact avec le sol ou avec l'étanchéité ne sera pas inférieure à 0.30 m.

- 3.3.6 Le choix des fondations tiendra compte de la nature et des caractéristiques du terrain de fondation, de son potentiel de gonflement et de la présence d'eau.

- 3.3.7 En cas de terrain de fondation de qualité insuffisante, on évaluera les possibilités d'amélioration du sol par des mesures actives (préchargements, colonnes ballastées, remplacement de sols,...).

- 3.3.8 En présence d'eaux souterraines, le recours à des débords latéraux, voire à des éléments de traction ancrés dans le terrain de fondation peut s'avérer nécessaire pour assurer la sécurité requise contre le soulèvement. Les débords latéraux sont à préférer dans la mesure du possible.

Le recours à un radier contrevoûté peut être judicieux pour assurer la reprise des poussées hydrostatiques (sécurité structurale interne).

3.4 Capacité de déformation de la structure porteuse

- 3.4.1 Pour la vérification de la capacité de déformation de la structure en béton armé, on se référera au chiffre 6.2 de la présente directive.
- 3.4.2 Une attention particulière sera portée aux zones fortement sollicitées à l'effort tranchant, aux éléments courbes fléchis avec l'intrados tendu, aux zones de discontinuité géométrique ainsi qu'à la position et à l'orientation des joints de bétonnage.
- 3.4.3 La mise en place d'armature perpendiculaire à l'élément dans les zones critiques permet généralement d'améliorer significativement la capacité de déformation de la structure.
- 3.4.4 Un soin particulier sera porté aux détails des armatures, notamment à l'ancrage des barres, à la position des joints de recouvrement et à la reprise des poussées au vide des barres pliées.
- 3.4.5 La capacité de déformation de la structure porteuse influence directement les méthodes de calcul et de dimensionnement. La conception d'une structure avec une capacité de déformation suffisante autorise notamment des redistributions plastiques (voir chiffre 6.3 de la présente directive et chiffre 4.1.4 de la norme SIA 262 [10]) et une simplification de la procédure de calcul (chiffres 5.4.2 et 5.4.3 ci-après).
- 3.4.6 Dans le cas d'un profil normal avec dalle intermédiaire, et conformément à la norme SIA 197/2 [7], la dalle intermédiaire ne participe pas à la reprise des charges agissant sur la structure principale. On vérifiera que le comportement de la dalle intermédiaire est compatible avec les déplacements de la structure porteuse principale ou, le cas échéant, que les appuis de la dalle intermédiaire permettent d'accepter les déformations imposées par la structure principale.

3.5 Méthode d'exécution

- 3.5.1 Le choix des matériaux de remblayage et leur compactage ont une influence importante sur le comportement de la structure porteuse. On prévoira notamment des matériaux de bonne qualité et un compactage suffisant dans les zones passives du remblai, par exemple en piédroits des structures avec voûte.
- 3.5.2 Les étapes de remblayage et le degré de compactage seront prévus de manière à éviter des situations transitoires critiques.
- 3.5.3 La différence de remblai maximale de part et d'autre de la structure sera prescrite dans la base du projet et dans le plan de contrôle. Une valeur maximale de 1m sera respectée.
- 3.5.4 Dans certains cas, les étapes de remblayage peuvent être planifiées de manière à influencer favorablement le comportement de l'ouvrage à l'état définitif en créant préalablement un état de prédéformation.
- 3.5.5 Les exigences relatives à la qualité du remblai et à sa mise en œuvre doivent être décrites précisément dans le dossier d'appel d'offres et dans les documents d'exécution.
- 3.5.6 Le remblai peut avoir d'autres effets que sa fonction statique et peut notamment influencer sensiblement les écoulements souterrains (effets de barrage, by-pass,...). Ces aspects sont à considérer dans la conception au moyen de situations de danger et dans le choix des matériaux.

3.6 Sécurité structurale

3.6.1 L'élaboration du projet sera basée sur une évaluation soigneuse des situations de risque critiques pour la structure. Les situations de risque et les situations de projet correspondantes sont à déterminer pour chaque objet sur la base du chiffre 5 de la présente directive.

3.6.2 On évaluera en particulier les risques liés aux sols en place et à la présence d'eau souterraine, notamment les risques de tassements différentiels, de gonflement, d'instabilité et de fluage de versants, d'effet de barrage ou de soulèvement de la structure porteuse dû à la poussée d'Archimède.

3.6.3 Les situations critiques transitoires seront de préférence couvertes par un choix adapté de la méthode d'exécution, du séquençage des étapes de remblayage et par des mesures organisationnelles sur le chantier.

3.6.4 Pour les tranchées couvertes construites à flanc de coteau, le risque potentiel de ruine consécutif à la stabilité précaire et au fluage du versant sera déjà pris en compte lors de la conception de l'ouvrage.

Une analyse de risques basée sur des reconnaissances géologiques et des rétro-analyses du versant avant travaux est impérative. Une stratégie de gestion du risque sera définie d'entente avec le maître d'ouvrage et consignée dans la convention d'utilisation. Elle tiendra compte de la probabilité d'occurrence d'un tel évènement et des conséquences probables sur l'ouvrage.

Selon le risque estimé, les approches suivantes sont possibles :

- risque accepté par le maître d'ouvrage lorsque le phénomène est non avéré et jugé peu probable ou sans conséquence sur l'ouvrage ;
- surveillance de l'ouvrage en prévoyant des mesures en cas de comportement non satisfaisant lorsque le phénomène est non avéré mais jugé probable ;
- mise en œuvre, dès la construction, de mesures passives ou actives pour gérer le risque et surveillance de l'ouvrage lorsque le phénomène est avéré.

3.6.5 Dans l'inventaire des mesures envisageables, on peut mentionner :

- réserve de gabarit d'espace libre ;
- drainage du massif ;
- mesures de stabilisation passives (structure principale, pieux,...) ;
- mesures de stabilisation actives (ancrages actifs).

Les mesures retenues pour gérer le risque tiendront compte de la nature du phénomène (charges ou déformations imposées) et seront décrites dans la base du projet.

3.6.6 En cas de fluage du versant, les déplacements estimés à la fin de la durée de vie de l'ouvrage seront indiqués dans la convention d'utilisation.

3.6.7 La méthode selon les chiffres 3.6.4 à 3.6.6 est également à appliquer dans le cas d'un gonflement potentiel du terrain de fondation.

3.6.8 Pour les structures qui sont conçues en tenant compte de l'instabilité ou du fluage du versant, ou dimensionnées pour ces actions selon les chiffres 3.6.4 à 3.6.6, on appliquera la méthode observationnelle et on s'assurera du bon comportement de l'ouvrage par une surveillance à long terme.

3.6.9 Les structures seront conçues et/ou dimensionnées pour éviter le risque de rupture progressive (voir chiffre 6.6 de la présente directive).

3.7 Aptitude au service

3.7.1 Les exigences relatives à l'aptitude au service des structures porteuses enterrées doivent être assurées dès la conception.

En plus des aspects liés à la structure porteuse, aux fondations et au remblai, on tiendra également compte :

- du système d'étanchéité et de drainage ;
- du système de récupération et d'évacuation des eaux de chaussée et des eaux souterraines ;
- des installations techniques liées à l'exploitation.

3.7.2 Le gabarit d'espace libre et les installations de sécurité seront définis sur la base des exigences de la directive ASTRA 11001 [1] , des normes SIA 197 [6] et SIA 197/2 [7]. L'espace utile nécessaire pour la construction (tolérances d'exécution et déformation de la structure) est à respecter.

3.7.3 Le concept d'étanchéité sera basé sur la norme SIA 272 [16].

3.7.4 Le maintien de l'aptitude au service de l'ouvrage exige en général des travaux d'entretien réguliers et le remplacement d'équipements standards (luminaires, signalisation,...) dont on tiendra compte dès la conception.

3.8 Durabilité

3.8.1 Les performances des bétons et le choix des enrobages minimaux respecteront les exigences prévues selon les normes SIA 262 [10] et SN EN 206-1 [17].

Lors du choix des classes d'exposition pour les différentes parties d'ouvrage, on appliquera les recommandations de la directive ASTRA 12001 [2], annexe 6.

3.8.2 Les mesures de cure et les délais de décoffrage seront suffisants pour assurer la qualité requise du béton à court et à long terme.

3.8.3 La conception de l'ouvrage tiendra compte du risque de détérioration du béton suite à la réaction alcali-granulats et à la présence de sulfates et des mesures nécessaires pour s'en prémunir. On se référera au cahier technique SIA 2042 [19] et à la documentation spécialisée.

3.8.4 Les structures monolithiques sans joint de dilatation seront privilégiées.

3.8.5 Un soin particulier sera porté aux détails constructifs, notamment aux joints de travail, au système d'étanchéité et au système de récupération et d'évacuation des eaux.

3.9 Contrôle d'exécution et surveillance

3.9.1 Les contrôles d'exécution et la surveillance sont à planifier selon les dispositions des normes SIA 260 [8], SIA 262 [10] et SIA 267 [11] et les directives ASTRA en vigueur.

3.9.2 Les dispositions prévues sont à décrire :

- dans la base du projet et le programme de contrôle, pour les contrôles d'exécution et la surveillance durant les travaux ;
- dans la convention d'utilisation, la base du projet et le plan de surveillance, pour la surveillance durant l'utilisation.

- 3.9.3 Les éléments suivants feront au moins l'objet de contrôles lors de l'exécution :
- la cohérence entre le terrain de fondation effectif et le modèle géotechnique ;
 - la qualité du remblayage (matériaux mis en place, compactage, étapes d'exécution) ;
 - la qualité du béton mis en place ;
 - les systèmes d'étanchéité et de drainage ;
 - la géométrie du terrain dans son état définitif (relevé à effectuer à la fin des travaux).
- 3.9.4 Pendant les travaux, les points suivants feront au moins l'objet d'une surveillance :
- la stabilité et les déformations de la fouille ;
 - les déformations et la fissuration de la structure, en particulier durant le remblayage ;
 - le cas échéant, les niveaux des eaux souterraines.
- 3.9.5 Les systèmes de surveillance à mettre en œuvre en phase d'exploitation de l'ouvrage sont à définir en fonction des particularités du projet. Un dispositif permettant le suivi des déformations de la structure porteuse principale à long terme sera prévu dans tous les cas. Des mesures initiales y relatives seront effectuées dès l'installation du système de mesures.
- 3.9.6 L'application de la méthode observationnelle est soumise à des conditions propres en matière de contrôle d'exécution et de surveillance. Elles sont définies au chiffre 2.3.3 de la norme SIA 267 [11].

4 Actions sur la structure porteuse

Le chapitre 4 complète et précise la norme SIA 261 [9]. Les actions mentionnées aux chiffres 4.1 à 4.14 ne sont pas exhaustives.

4.1 Action du sol

4.1.1 L'action du sol sur la structure se traduit par des pressions de contact agissant contre la structure. La distribution de ces pressions et leur intensité dépendent :

- de la géométrie de la structure ;
- du comportement mécanique de la structure ;
- de la géométrie du remblai ;
- du poids et des propriétés mécaniques du sol ;
- du compactage du remblai ;
- de l'état de déformation du sol ainsi que de l'historique des déformations (déformations cycliques par exemple) ;
- d'éventuels glissements du sol ou d'éventuelles déformations de fluage des versants ;
- des caractéristiques mécaniques de l'interface sol-structure ;
- des charges qui agissent sur la surface du terrain ;
- d'éventuelles pressions hydrostatiques ou d'un éventuel écoulement des eaux souterraines ;
- du tassement du terrain de fondation ;
- d'un éventuel gonflement du terrain de fondation ;
- etc.

4.1.2 L'interaction sol-structure se traduit par l'effet de la déformation de la structure sur les actions exercées par le sol sur la structure. En un point donné, la pression de contact peut être exprimée de façon simplifiée en fonction du déplacement de la structure par rapport au sol (fig.4.1)

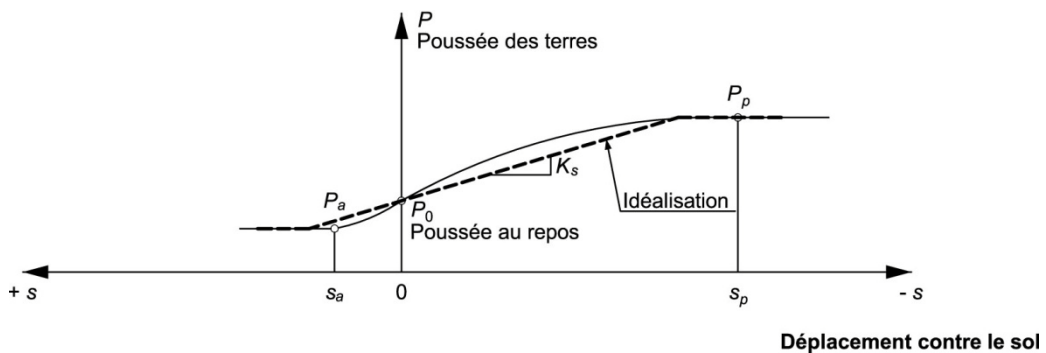


Fig. 4.1 Action du sol sur la structure en fonction de la déformation.

4.1.3 La poussée au repos est à déterminer selon la norme SIA 261 [9]. Pour un terrain incliné d'un angle β et un sol normalement consolidé, le coefficient de poussée des terres au repos peut être estimé par la relation suivante :

$$K_{0,k} = \frac{(1 - \sin \phi'_k) \cdot (1 - \sin \beta)}{\cos \beta}$$

La direction de la poussée est admise parallèle à la pente du terrain.

4.1.4 Dans le cas d'un remblayage par couches, la pression de compactage dans les couches supérieures peut s'élever localement jusqu'à 40 kN/m² en fonction de la qualité du sol, du degré de compactage et du type de machine utilisée.

Dans le cas de remblais latéraux compactés, la poussée des terres minimale ne doit pas être admise inférieure à 10 kN/m^2 pour la valeur caractéristique et 15 kN/m^2 pour la valeur de calcul.

4.2 Déplacements imposés

- 4.2.1 Les tassements différentiels et les déplacements horizontaux différentiels dus à la variabilité du terrain de fondation et/ou à la variabilité des charges appliquées (variation d'épaisseur et de pente du remblai par exemple) doivent être considérés comme des déformations imposées sur la structure globale.
- 4.2.2 Les argiles compactes, les marnes argileuses surconsolidées et les roches contenant des sulfates (anhydrite, gypse) peuvent gonfler suite à leur décompression ou à l'absorption d'eau. L'effet d'action du gonflement sur la structure sera généralement considéré comme un déplacement imposé en fonction de la pression.
- Pour les tranchées couvertes, ce phénomène est en principe de moindre importance (faible profondeur).
- 4.2.3 Les déplacements imposés par le tassement et le déplacement horizontal des fondations, le gonflement du terrain de fondation ou le fluage d'un versant seront admis à la valeur estimée à la fin de la durée de service de l'ouvrage telle qu'elle est définie dans la convention d'utilisation.
- 4.2.4 La valeur caractéristique d'un déplacement imposé correspond à une estimation prudente dans le cadre de la situation de projet prise en considération. L'écart par rapport à la valeur probable est admis en fonction de la dispersion et de la fiabilité des valeurs disponibles.

4.3 Stabilité du versant

- 4.3.1 Pour les tranchées couvertes construites à flanc de coteau, le risque de glissements actifs ou potentiels et le risque de déformations due au fluage doivent être examinés.
- 4.3.2 L'influence des instabilités actives ou potentielles des versants sera considérée selon les principes définis aux chiffres 3.6.4 à 3.6.6.

4.4 Action des eaux souterraines

- 4.4.1 Les eaux souterraines peuvent agir directement ou indirectement sur la structure porteuse :
- en exerçant une poussée (poussée hydrostatique) ;
 - en diminuant les poussées du sol par effet de la diminution des contraintes effectives ;
 - en exerçant des forces d'écoulement sur le sol.
- Ces trois effets font partie du même cas de charge et seront considérés au même niveau (caractéristique ou de calcul).
- 4.4.2 Les conditions hydrogéologiques du site occupé par l'ouvrage doivent être définies préalablement.
- 4.4.3 En fonction de la situation de risque considérée, la valeur caractéristique h_{wk} , du niveau d'eau ou de la ligne de charge par rapport au radier de la structure, correspond à la valeur maximale ou minimale possible. En théorie, une période de retour minimale de 100 ans sera admise pour la sécurité structurale. Pour l'aptitude au service, la période de retour sera définie à 1 an pour l'état quasi-permanent et à 5 ans pour l'état fréquent.

- 4.4.4 En présence de sols fins peu perméables, la possibilité d'une montée de l'eau dans le remblai doit être vérifiée. Sans mesures de drainage, le niveau d'eau doit être admis au minimum au niveau supérieur de la couche de faible perméabilité ou, le cas échéant, au niveau du terrain naturel.
- 4.4.5 Dans les zones de danger d'inondation, le niveau d'eau peut se situer au-dessus du terrain naturel. Cette action est à considérer comme une action accidentelle au sens de la norme SIA 260 [8].
- 4.4.6 S'il est contrôlé par des mesures constructives, tels que drainage ou déversoir, le niveau d'eau peut être admis comme la valeur caractéristique, pour autant que l'efficacité des mesures soit garantie à long terme.
- Des travaux d'entretien et une surveillance doivent être planifiés pour garantir la pérennité de ces mesures. Les dispositions prises seront définies dans la convention d'utilisation et dans le plan de surveillance et d'entretien de l'ouvrage.

4.5 Poids propre et surcharges

- 4.5.1 Les valeurs caractéristiques du poids propre de la structure et des éventuelles surcharges permanentes sont définies dans la norme SIA 261 [9].
- 4.5.2 Les surcharges de terres autour et au-dessus de la structure sont à considérer comme une action du sol.

4.6 Utilisation du sol en surface et charges de trafic

- 4.6.1 Les charges induites par l'exploitation du sol en surface ou par le chantier doivent être indiquées dans la convention d'utilisation.
- 4.6.2 Sans exigence particulière, une charge utile minimale de $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$ doit être admise.
- 4.6.3 Les valeurs caractéristiques des charges de trafic sont définies dans la norme SIA 261 [9].
- 4.6.4 En présence d'une couverture de terre importante, une réduction des charges de trafic peut être envisagée pour tenir compte de la diminution de l'effet dynamique de ces charges sur la structure. On se référera le cas échéant à la littérature spécialisée.

4.7 Variations de température

- 4.7.1 Les variations de température des structures enterrées sont en principe négligeables. Pour les portails et les autres parties d'ouvrage non enterrées, les valeurs données par la norme SIA 261 [9] peuvent être appliquées par analogie.

4.8 Effets différés

- 4.8.1 Pour la structure en béton armé, les dispositions définies par la norme SIA 262 [10] concernant le retrait et le fluage du béton s'appliquent.
- 4.8.2 Selon la nature des sols dans lesquels l'ouvrage est réalisé, des effets rhéologiques plus ou moins importants peuvent se produire dans les sols. Ces effets seront couverts par le choix de lois de comportement adéquates et/ou par le choix de propriétés géotechniques représentatives du comportement à long terme de ces sols. Pour les cas particuliers, on se référera à la littérature spécialisée.

4.9 Chutes de pierres

- 4.9.1 L'action des chutes de pierres est définie dans la directive ASTRA 12006 [3].
- 4.9.2 L'action dynamique des chutes de pierres ainsi que la force statique de remplacement sera considérée comme une action accidentelle au sens de la norme SIA 260 [8].
- 4.9.3 En présence d'une couverture de terre importante, une diminution des forces statiques de remplacement de l'action dynamique d'une chute de pierres est possible dans certains cas. On se référera à la littérature spécialisée.
- 4.9.4 Le dépôt de blocs et d'éboulis provenant de l'accumulation de matériaux tombés sera considéré comme une action permanente (écart Δh_s de la valeur de calcul de la hauteur du remblai par rapport à la valeur nominale).

4.10 Avalanches

- 4.10.1 L'action des avalanches est définie dans la directive ASTRA 12007 [4].
- 4.10.2 Les avalanches avec une période de retour plus petite que 30 ans sont à considérer comme des actions variables au sens de la norme SIA 260 [8]. Les avalanches extrêmes (avec une période de retour de 300 ans) sont à considérer comme des actions accidentelles.

4.11 Séisme

- 4.11.1 Pour l'action du séisme, on se référera en principe à la norme SIA 261 [9].
- 4.11.2 Pour les structures complètement enterrées, l'action du séisme peut être traitée comme une déformation cyclique imposée, si les conditions suivantes sont respectées :
- structure et terrain quasi-symétriques ;
 - absence de terrains de fondation ou de remblayages à structure instable ou sensible aux séismes.

Pour l'analyse des déformations imposées, on admettra en principe que les déformations de la structure correspondent aux déformations du sol non perturbé.

- 4.11.3 Les déformations imposées horizontales dans le sens transversal de la structure peuvent être estimées de manière simplifiée comme suit :

$$u_d = \gamma_f \cdot \alpha \cdot 0.0025 \cdot (a_{gd}/g) \cdot H$$

α facteur de correction en fonction de la classification des terrains:

classe de terrain A:	$\alpha = 1.0$
classe de terrain B ou C:	$\alpha = 4.0$
classe de terrain D ou E:	$\alpha = 10.0$

Des valeurs plus spécifiques peuvent être déterminées selon la littérature spécialisée.

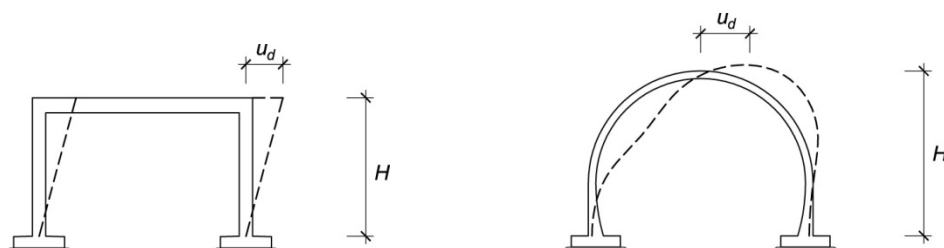


Fig. 4.2 Définition des déplacements transversaux imposés.

4.12 Explosion

4.12.1 Les tranchées couvertes sont en principe à ranger dans la catégorie 1 selon la norme SIA 261 [9] (risque d'explosion faible et dommages mineurs à la construction et à l'environnement).

4.12.2 Les dalles intermédiaires sont à ranger dans la catégorie 2 selon la norme SIA 261 [9] (risque d'explosion moyen à élevé et/ou dommages importants à la construction et à l'environnement).

La charge d'explosion de vapeurs d'essence est définie par la courbe de chargement suivante :

- montée soudaine de la surpression dans l'espace trafic de 0 à 100 kN/m² ;
- réduction linéaire de la surpression jusqu'à 0 kN/m² en 1 milliseconde.

4.13 Incendie

4.13.1 L'incendie en tant que situation de risque sera traitée essentiellement :

- par des mesures constructives afin d'empêcher l'éclatement du béton d'enrobage et l'écoulement prématuré des armatures ;
- en vérifiant la sécurité structurale après l'incendie lorsque certains éléments ont perdu leur capacité de résistance (situation de risque C6, fig. 5.4)

4.13.2 L'action thermique déterminante est donnée par une courbe d'évolution de la température en fonction du temps. On suivra les recommandations de l'annexe B de la norme SIA 197/2 [7] pour le choix de la courbe de dimensionnement et la durée d'action.

La courbe de dimensionnement et la durée d'action choisies doivent être indiquées dans la convention d'utilisation.

4.13.3 En l'absence de risques particuliers (par exemple, présence de bâtiments sur l'ouvrage), les courbes ISO-incendie normalisées et une durée d'action de 120 min peuvent être appliquées.

Dans ce cas, la résistance au feu est assurée selon l'approche simplifiée de la norme SIA 262 [10], chiffre 4.3.10.5.1, en respectant des enrobages minimaux et des dimensions minimales pour les éléments de construction.

4.14 Chocs

4.14.1 Le choc contre la structure principale d'une tranchée couverte n'est en général pas déterminant.

5 Situations de projet et valeurs de calcul

5.1 Généralités

5.1.1 La conception, le dimensionnement et les vérifications de la structure sont basés sur l'analyse des situations de risques et des états d'utilisation inventoriés conformément aux principes de la norme SIA 260 [8].

L'annexe I.2 contient, à titre d'exemple, des situations de risque envisageables pour la sécurité structurale de types 1 et 2, pour des situations durables et transitoires et pour des situations accidentelles. D'autres situations de risque sont envisageables.

5.1.2 La vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude au service est effectuée en considérant aussi bien les situations durables, transitoires qu'accidentelles.

5.1.3 La vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude au service est effectuée selon la méthodologie adoptée dans la norme SIA 260 [8], en définissant, pour chaque situation de risque et pour chaque état d'utilisation critique, une ou plusieurs situations de projet.

5.2 Principes généraux du concept de dimensionnement

5.2.1 Généralités

5.2.1.1 La ruine de la structure peut intervenir selon plusieurs modes de rupture :

- Glissement ou plastification d'une partie du sol contre laquelle la structure s'appuie ;
- Dépassement de la capacité portante du terrain de fondation ;
- Rupture ductile de la structure selon un mécanisme de rupture global ;
- Rupture fragile locale de la structure (rupture par effort tranchant, éclatement du béton d'enrobage, rupture de la zone de béton comprimée,...).

Cette liste n'est pas exhaustive. Ces types de mode de rupture sont illustrés à la fig. 5.1.

Le comportement structural des tranchées couvertes résulte de l'interaction entre la structure, le terrain de fondation et le remblai. En conséquence, la défaillance de la structure résulte généralement de la combinaison entre un mode de rupture de la structure et une rupture du terrain.

5.2.1.2 Le concept de dimensionnement selon la présente directive se base sur l'examen soigneux des modes de rupture possibles pour toutes les situations de risque et les états d'utilisation critiques. Le dimensionnement doit couvrir l'ensemble des modes de rupture possibles.

5.2.1.3 Lors de l'identification des modes de rupture possibles, on considérera en particulier :

- L'état final et les étapes de construction critiques ;
- La position des sections déterminantes dans la structure ;
- Les chargements symétriques et asymétriques ;
- Les conditions d'appuis uniformes et non uniformes.

5.2.1.4 Pour chaque mode de rupture, il est possible d'identifier les zones actives de terrain qui s'appuient sur la structure principale et les zones passives qui s'opposent aux forces motrices et supportent la structure principale.

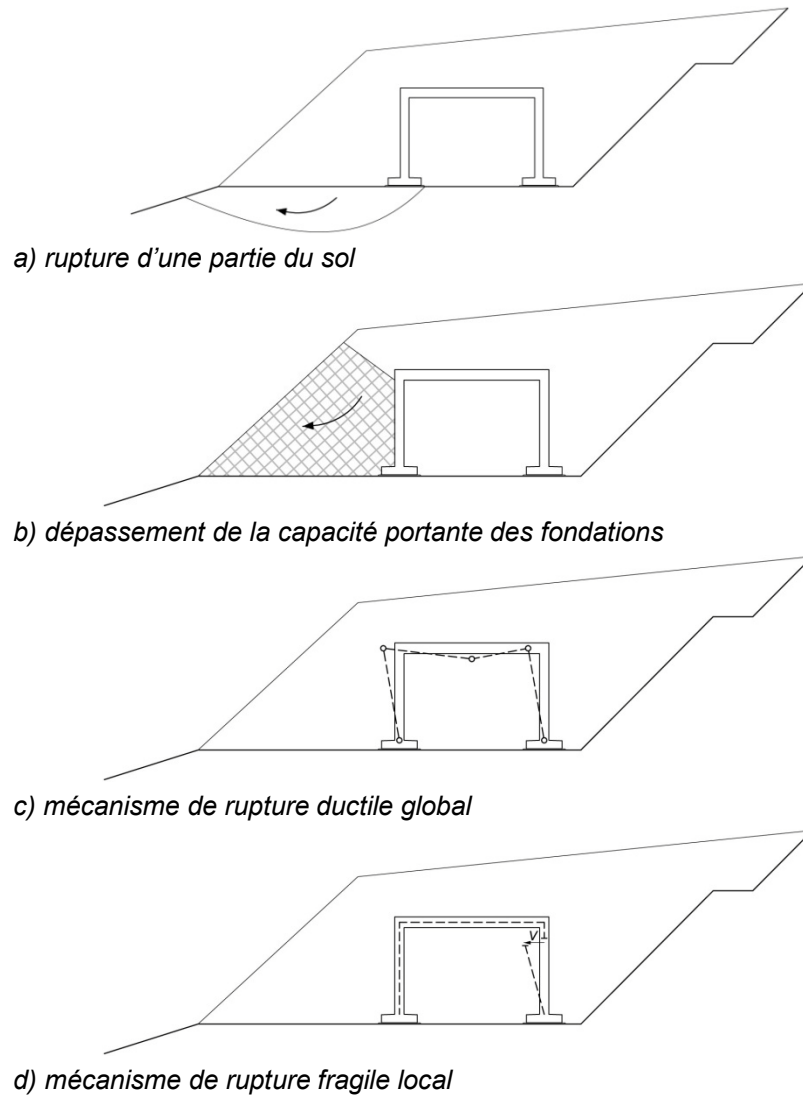


Fig. 5.1 Exemples de modes de rupture possibles.

5.2.1.5 L'état limite ultime associé à chaque mode de rupture est créé en augmentant l'effet défavorable des zones actives et en réduisant l'effet favorable des zones passives (sauf cas particuliers selon le chiffre 5.4.3.3).

Pour cette raison, le concept de dimensionnement de la présente directive prévoit :

- Des valeurs de calcul des propriétés du sol et de la hauteur du remblai différentes pour les zones actives et pour les zones passives ;
- La disposition des actions variables et accidentelles défavorables agissant sur la surface du terrain uniquement sur les zones actives.

5.2.1.6 Le concept de dimensionnement s'applique en général indépendamment de la méthode de calcul choisie.

5.2.1.7 Contrairement aux normes SIA 260 à 267, [8] à [11], les valeurs de calcul des actions du sol pour les états limites des types 1 et 2 sont généralement calculées avec les valeurs de calcul des propriétés du terrain de fondation, du remblai et de la structure, sans distinction entre la composante verticale (surcharges) et horizontale (poussées des terres).

5.3 Situations de projet

- 5.3.1 Une situation de projet spécifique est définie pour chaque mode de rupture associé à une situation de risque ou à un état d'utilisation.

Les situations de projet sont définies en attribuant au sol les zones d'influence correspondant au mode de rupture et en déterminant les valeurs de calcul pour la géométrie du remblai (chiffre 5.5.2), pour les grandeurs géotechniques (chiffre 5.5.3), pour le niveau des eaux souterraines et pour les autres actions.

- 5.3.2 Les zones d'influence, qui dépendent du mode de rupture associé à la situation de projet considérée, sont définies au chiffre 5.4.

- 5.3.3 Lors de la vérification de la sécurité structurale pour les situations de projet durables et transitoires, les valeurs de dimensionnement des effets des actions sont calculées comme suit :

$$E_d = E\{\gamma_G G_k, \gamma_P P_k, \gamma_{Q1} Q_{k1}, \psi_{0i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Les valeurs des grandeurs géotechniques, des hauteurs du remblai et du niveau d'eau, ainsi que les facteurs pour les autres actions à considérer pour les états limites de type 1 et 2, sont indiqués dans les fig. 5.2 et 5.3.

- 5.3.4 Lors de la vérification de la sécurité structurale pour les situations de projet accidentelles, les valeurs de dimensionnement des effets des actions sont calculées comme suit :

$$E_d = E\{G_k, P_k, A_d, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Les valeurs des grandeurs géotechniques, des hauteurs du remblai et du niveau d'eau, ainsi que les facteurs pour les autres actions à considérer, sont indiqués dans la fig. 5.4.

- 5.3.5 Lors de la vérification de l'aptitude au service, les valeurs de dimensionnement des effets des actions sont calculées comme suit :

$$\text{Cas de charges quasi-permanents : } E_d = E\{G_k, P_k, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

$$\text{Cas de charges fréquents : } E_d = E\{G_k, P_k, \psi_{11} Q_{k1}, \psi_{2i} Q_{ki}, X_d, a_d\}$$

Les valeurs des grandeurs géotechniques, des hauteurs du remblai et du niveau d'eau, ainsi que les facteurs pour les autres actions à considérer, sont indiqués dans la fig. 5.5.

- 5.3.6 Les tableaux dans les fig. 5.2 à 5.5 ne sont pas exhaustifs et devront être adaptés en fonction des particularités du projet.

- 5.3.7 La vérification de la résistance ultime du sol (état limite de type 3) est effectuée selon les normes SIA 260 [8] et SIA 267 [11].

- 5.3.8 Dans certains cas, les valeurs indiquées dans les fig. 5.2 à 5.5 sont différentes de celles préconisées par la norme SIA 260 [8] et d'autres directives. Elles ont été adaptées pour tenir compte des particularités des structures traitées dans la présente directive et sont à considérer comme impératives pour autant que des dérogations ne soient pas justifiées (chiffre 1.3).

- 5.3.9 Les combinaisons des actions sont à considérer pour autant qu'elles soient physiquement possibles et vraisemblables.

- 5.3.10 Chaque cas de charges est caractérisé par une action prépondérante et par des actions concomitantes intervenant simultanément. En règle générale, il suffit de considérer une seule action concomitante variable (norme SIA 260 [8], chiffre 4.2.6).

Fig. 5.2 Exemples de situations de projet durables et transitoires pour la vérification de la sécurité structurale, état limite de type 1 (voir aussi annexe I.2).

Risque, incertitude ou action prépondérante	Actions permanentes ¹⁾					Actions variables	
	Valeurs des grandeurs géotechniques selon fig. 5.9	Géométrie du remblai et hauteur d'eau ¹⁴⁾	Pression hydraulique	Déplacements imposés	Poids propre de la structure et des éléments non porteurs ^{6), 11)}	Trafic routier ou ferroviaire sur le remblai	Avalanche
			Facteurs de charges $\gamma_{sup}/\gamma_{inf}$ et coefficients de réduction ψ				
A1 Soulèvement dû à la poussée d'Archimède	X_d	h_{sd} ⁶⁾ h_{wd}	1.05	1.0	0.9	-	-
A2 Basculement dû à une poussée horizontale, action prépondérante du trafic	X_d	h_{sd} ⁶⁾ h_{wd}	1.05 / 0.95	1.0	0.9	γ_Q ²⁾	ψ_0 ³⁾
A3 Basculement dû à une poussée horizontale, action prépondérante d'une avalanche	X_d	h_{sd} ⁶⁾ h_{wd}	1.05 / 0.95	1.0	0.9	ψ_0 ²⁾	γ_Q ³⁾
A4 Basculement dû à une poussée horizontale, action prépondérante d'un déplacement imposé	X_d	h_{sd} ⁶⁾ h_{wd}	1.05 / 0.95	1.5 ⁸⁾	0.9	ψ_0 ²⁾	ψ_0 ³⁾

Fig. 5.3 Exemples de situations de projet durables et transitoires pour la vérification de la sécurité structurale, état limite de type 2 (voir aussi annexe I.2).

Risque, incertitude ou action prépondérante	Actions permanentes ¹⁾					Actions variables		
	Valeurs des grandeurs géotechniques selon fig. 5.9	Géométrie du remblai et hauteur d'eau ¹⁴⁾	Pression hydraulique	Déplacements imposés	Poids propre de la structure ^{1), 11)}	Trafic routier ou ferroviaire sur le remblai	Charges de neige	Avalanche
			Facteurs de charges $\gamma_{sup}/\gamma_{inf}$ et coefficients de réduction ψ					
B1 Incertitude concernant le comportement du remblai et sa géométrie	X_d	h_{sd} h_{wd}	1.2 / 0.9	1.0	1.35 / 0.8	ψ_0 ²⁾	0.6	ψ_0 ³⁾
B2 Poussée hydraulique	X_d	h_{sd} h_{wd}	1.2	1.0	1.35 / 0.8	ψ_0 ²⁾	0.6	ψ_0 ³⁾
B3 Déplacements imposés (tassement différentiel, fluage ou gonflement) ⁴⁾	X_d	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.2 / 0.9	1.5 ⁸⁾	1.35 / 0.8	ψ_0 ²⁾	0.6	ψ_0 ³⁾
B4 Action du trafic routier ou ferroviaire sur le remblai	X_d	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.2 / 0.9	1.0	1.35 / 0.8	γ_Q ²⁾	0.6	-
B5 Avalanche	X_d	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.2 / 0.9	1.0	1.35 / 0.8	ψ_0 ²⁾	-	1.5

Fig. 5.4 Exemples de situations de projet accidentelles pour la vérification de la sécurité structurale (voir aussi annexe I.2).

Action accidentelle	Actions permanentes ¹⁾					Actions accidentelles				Action variable
	Valeurs des grandeurs géotechniques selon fig. 5.9	Géométrie du remblai et hauteur d'eau ¹⁴⁾	Pression hydraulique	Déplacements imposés	Poids propre de la structure ¹¹⁾	Chute de pierres	Avalanche	Explosion	Séisme	Dépôt d'avalanche / Neige
			Facteurs de charges $\gamma_{sup}/\gamma_{inf}$ et coefficients de réduction ψ							
C1 Erosion de la zone passive ou dépôt sur la zone active par des cours d'eau	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	h_{sd} ⁹⁾ h_{wd}	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	ψ_2 ³⁾
C2 Eboulement sur la zone active ou de la zone passive	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	h_{sd} ⁹⁾ h_{wd}	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	ψ_2 ³⁾
C3 Chute de pierres	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	h_{sd} h_{wd}	1.0	-	1.0	7)	-	-	-	ψ_2 ³⁾
C4 Explosion	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.0	-	1.0	-	-	7)	-	ψ_2 ³⁾
C5 Séisme	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.0	-	1.0	-	-	-	7)	ψ_2 ³⁾
C6 Situation après incendie	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.0	-	1.0	-	-	-	-	ψ_2 ³⁾
C7 Situation après rupture locale	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.0	-	1.0	-	-	-	-	ψ_2 ³⁾
C8 Avalanche	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	$h_{s,nom}$ h_{wd}	1.0	-	1.0	-	3)	-	-	ψ_2 ³⁾
C9 Inondations / eaux extrêmes	$X_{ad} = X_k$ X_{pd}	$h_{s,nom}$ $h_{w,d}$	1.0 ¹⁰⁾	-	1.0	-	-	-	-	ψ_2 ³⁾

Fig. 5.5 Exemples de situations de projet pour la vérification de l'aptitude au service.

Cas de charge	Actions permanentes ¹⁾					Actions variables			
	Valeurs des grandeurs géotechniques selon fig. 5.9	Géométrie du remblai et hauteur d'eau ¹⁴⁾	Pression hydraulique ¹³⁾	Déplacements imposés	Poids propre de la structure ¹¹⁾	Trafic routier ou ferroviaire sur le remblai	Effets de la température	Avalanche	Dépôt d'avalanche
			Facteurs de charges $\gamma_{sup}/\gamma_{inf}$ et coefficients de réduction ψ						
D1 Quasi permanent (fissuration, déplacements)	$X_d = X_k$	$h_{s,nom}$ ¹²⁾ $h_{w,T=1}$	1.0 (Période de retour 1 an)	$\psi_2 = 0.8$	1.0	0	ψ_2 ²⁾	-	ψ_2 ³⁾
D2 Fréquents (fissuration)	$X_d = X_k$	$h_{s,nom}$ ¹²⁾ $h_{w,T=5}$	1.0 (Période de retour 5 ans)	$\psi_1 = 1.0$ $\psi_2 = 0.8$ ⁵⁾	1.0	ψ_1 ²⁾ ψ_2 ²⁾	- ψ_2 ²⁾	ψ_1 ³⁾ ψ_2 ³⁾	ψ_1 ³⁾ ψ_2 ³⁾

- 1) Les deux valeurs indiquent l'effet défavorable ou favorable
- 2) Valeur selon la norme SIA 260 [8] pour les ponts routiers et ferroviaires
- 3) Valeur selon la directive ASTRA 12007 [4]
- 4) La situation de projet avec déformations imposées prépondérantes est à considérer uniquement lorsque la capacité de déformation est insuffisante (chiffre 6.2) ou lorsque la déformation imposée provoque des déformations très importantes dans la structure (chiffre 6.2.2)
- 5) En alternative, la valeur probable du déplacement imposé peut être admise
- 6) Lors de travaux sur et dans l'ouvrage, le caractère permanent du remblai sur la structure et des éléments non porteurs à l'intérieur de la galerie (remblai et chaussée) ainsi que le phasage de leur éventuelle suppression seront réglés dans la convention d'utilisation. Ces situations doivent être considérées comme des situations transitoires
- 7) Valeur de calcul de l'action accidentelle
- 8) En alternative, la valeur de calcul du déplacement imposé peut être déterminée directement sur la base de l'étude du phénomène
- 9) Les valeurs de calcul de la hauteur du remblai tiennent compte des actions accidentelles considérées (chiffre 5.5.2.7)
- 10) En cas d'inondation où d'une montée du niveau d'eau comme action accidentelle, la hauteur d'eau de calcul est définie directement (chiffre 5.5.7)
- 11) Facteurs également valables pour les autres actions permanentes comme les aménagements intérieurs dans le tunnel ; on vérifiera cependant la pérennité de ces actions dans le temps (installation différée, travaux d'entretien et de maintenance,...)
- 12) En cas de faible couverture de terre, une valeur prudente doit être admise
- 13) Périodes de retour non valables pour la conception de l'étanchéité
- 14) Hauteur du remblai déterminée selon chiffre 5.5.2

5.3.11 Pour la vérification de la sécurité structurale, les actions de la température et du retrait peuvent généralement être négligées. On les considérera néanmoins dans les zones des portails ou de faibles remblayages pour les structures dont la capacité de déformation est insuffisante.

5.4 Définition des zones actives et passives dans le sol

5.4.1 Généralités

5.4.1.1 La délimitation entre zones actives et zones passives dépend du déplacement de la structure et du mode de rupture.

5.4.1.2 Les zones actives et passives sont définies :

- au chiffre 5.4.2 dans le cas de l'analyse d'une structure avec une capacité de déformation suffisante ;
- au chiffre 5.4.3 dans le cas de l'analyse d'une structure avec une capacité de déformation insuffisante.

5.4.1.3 Pour chaque situation de projet, la délimitation choisie entre zones actives et passives doit être vérifiée sur la base des résultats de l'analyse structurale (déformation de la structure dans la situation examinée). Si la concordance n'est pas satisfaisante, la délimitation des zones doit être adaptée.

5.4.2 Zones actives et passives en cas de capacité de déformation suffisante

5.4.2.1 En cas de structure avec une capacité de déformation suffisante (comportement ductile), une situation de projet correspond à un mécanisme de rupture global. Dans ce cas, la distinction entre zones actives et passives peut être effectuée en fonction du déplacement de la structure selon la fig. 5.6:

- les zones actives correspondent aux parties de la structure qui se déplacent en direction de l'intérieur de l'ouvrage ;
- les zones passives correspondent aux parties de la structure qui compriment le sol.

5.4.2.2 La déformation de la structure utilisée pour identifier les zones actives et passives peut être déterminée d'une des deux manières suivantes :

- en se basant sur la cinématique du mode de rupture considéré, défini par le positionnement plausible des rotules plastiques ;
- en déterminant une déformée affine au mode de rupture, par un calcul élastique avec les valeurs caractéristiques des matériaux et avec la géométrie de calcul du remblai (augmentation du remblai sur les zones jugées actives et/ou réduction du remblai sur les zones jugées passives).

Lorsque la ligne des pressions à l'état de service est significativement excentrée par rapport à la section, le mode de rupture est en principe évident (fig. 5.6a).

Lorsque la ligne des pressions à l'état de service est peu excentrée par rapport à la section, plusieurs modes de rupture peuvent intervenir. Il faut alors envisager tous les modes de rupture possibles (fig. 5.6b-d).

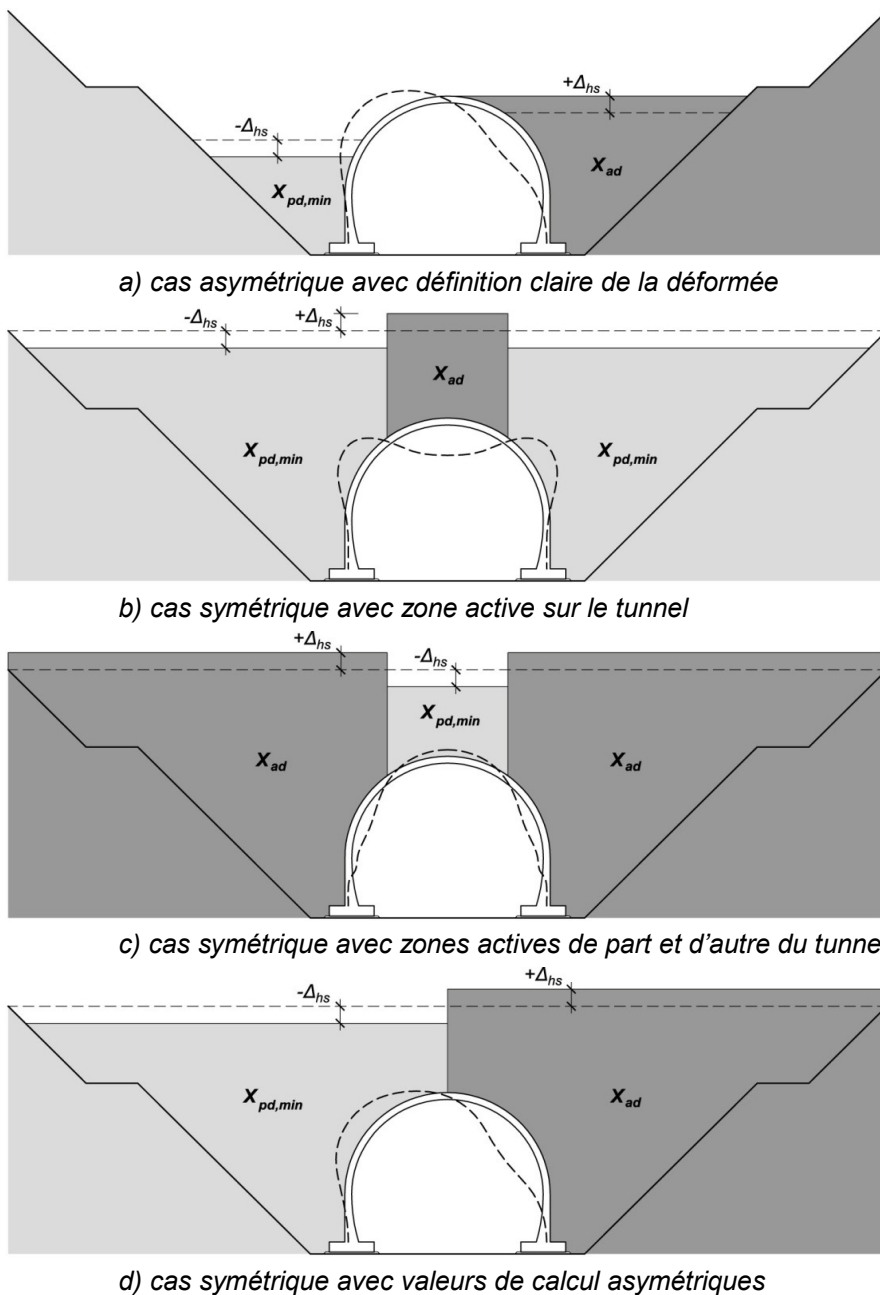


Fig. 5.6 Exemples de choix des zones actives et passives dans les remblais d'une tranchée couverte en fonction de la déformée de la structure.

5.4.2.3 Les valeurs de calcul ainsi que la position des charges seront choisies afin de maximiser les poussées dans les zones actives et minimiser les poussées dans les zones passives.

5.4.3 Zones actives et passives en cas de capacité de déformation insuffisante

5.4.3.1 En cas de structure avec capacité de déformation insuffisante (comportement potentiellement fragile), une situation de risque doit être définie pour chacune des ruptures potentielles dans les sections critiques. Dans ce cas, le choix des zones actives et passives doit être effectué de manière à maximiser l'effort considéré en se basant par exemple sur les lignes d'influence de chacune des sections critiques ou sur des calculs itératifs.

5.4.3.2 Lorsque la ligne d'influence va dans le même sens que la déformée, les valeurs de calcul ainsi que la position des charges seront choisies afin de maximiser les poussées dans les zones actives et minimiser les poussées dans les zones passives.

5.4.3.3 Lorsque la ligne d'influence ne va pas dans le même sens que la déformée du côté passif, la valeur de calcul sera choisie afin de maximiser la poussée passive (fig. 5.7).

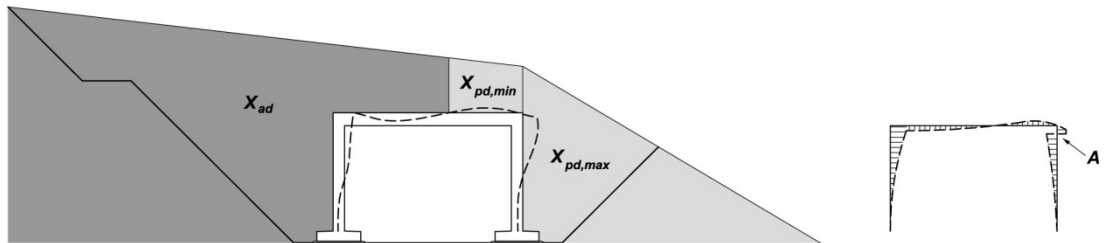


Fig. 5.7 Exemple avec majoration de la poussée passive déterminante, a) déplacements et valeurs de calcul du terrain ; b) ligne d'influence pour l'effort tranchant en section A.

5.5 Valeurs de calcul pour le terrain et la structure principale

5.5.1 Principes généraux

5.5.1.1 Les valeurs de calcul ci-dessous fournissent les bases nécessaires à la détermination des situations de projet définies au chiffre 5.3.

5.5.1.2 Lors de la vérification de la sécurité structurale, l'application des valeurs de calcul a pour but de fournir une marge de sécurité suffisante face à la ruine de l'ouvrage.

Les valeurs de calcul comprennent des réserves relatives :

- au comportement des matériaux, en particulier celui des sols (hétérogénéité, incertitudes liées aux reconnaissances,...) ;
- à la géométrie du remblai ;
- aux procédés de construction (compactage, phasage,...) ;
- au modèle de calcul (écarts entre le comportement réel et le comportement modélisé, en particulier pour la distribution et l'intensité des pressions de contact).

5.5.2 Hauteur du remblai

5.5.2.1 La géométrie du remblai est définie par la hauteur nominale prévue et reportée sur les plans d'exécution. En principe, les valeurs caractéristiques de la hauteur du remblai correspondent aux valeurs nominales.

5.5.2.2 Les incertitudes sur la géométrie effective du remblai à l'état final et au cours du remblayage sont couvertes au moyen d'une augmentation et d'une diminution de la hauteur nominale des remblais :

$$h_{sd} = h_{s,nom} \pm \Delta h_s$$

5.5.2.3 Pour chaque situation de projet étudiée, l'écart Δh_s doit être ajouté dans les zones sollicitant activement la structure et soustrait dans les zones passives s'opposant au mécanisme de rupture.

5.5.2.4 La valeur Δh_s dépend des mesures de contrôle effectuées lors du remblayage (et prévues dans le programme de contrôle) ainsi que des variations possibles de la couverture de terre au cours de la durée de service de l'ouvrage.

Dans tous les cas, pour des structures nouvelles, la valeur Δh_s sera au moins égale à $\Delta h_s = 0.5\text{m}$.

5.5.2.5 Dans le cas où la pente du remblai β du côté passif dépasse la valeur de calcul de l'angle de frottement φ_d , la géométrie de calcul du remblai sera adaptée pour satisfaire la condition $\beta \leq \varphi_d$, en admettant qu'un glissement local a eu lieu (voir fig. 5.8).

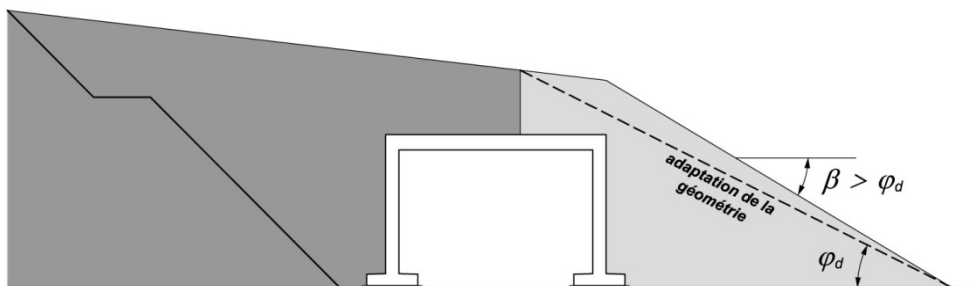


Fig. 5.8 Définition des pentes maximales pour le calcul en présence d'un terrain incliné.

5.5.2.6 Lorsque des chutes de pierres sont possibles, l'écart Δh_s sera déterminé pour tenir compte d'un dépôt de matériaux sur la galerie et considéré comme une action permanente. Cette valeur sera fixée dans la convention d'utilisation afin que les travaux de déblayage soient organisés.

5.5.2.7 La valeur h_{sd} sera déterminée avec prudence pour les situations de projet accidentelles pouvant modifier significativement la géométrie du remblai (érosion de la zone passive ou dépôt sur la zone active par des cours d'eau, éboulement sur la zone active ou depuis la zone passive,...). En principe, ces effets ne doivent pas être cumulés avec les incertitudes définies aux chiffres précédents.

5.5.3 Propriétés du terrain de fondation et du remblai

5.5.3.1 Les valeurs caractéristiques des grandeurs géotechniques seront déterminées sur la base de la norme SIA 267 [11], avec les précisions et adaptations données aux chiffres 5.5.3.2 et 5.5.4.2 ci-dessous.

5.5.3.2 La définition des grandeurs géotechniques doit être basée sur des expériences avec des terrains similaires (valeurs régionales, essais en laboratoire,...). L'influence des grandeurs géotechniques déterminantes sur le comportement de l'ouvrage sera évaluée, lors de l'analyse structurale, par une analyse de sensibilité.

5.5.3.3 Pour déterminer les modules de déformation du terrain, des essais in situ sont préférables.

Le module d'élasticité E d'un sol peut être déterminé approximativement en fonction de son module de déformation E_s par la relation suivante (hypothèse d'un milieu continu élastique) :

$$E = \frac{(1 - \nu - 2\nu^2)}{(1 - \nu)} \cdot E_s$$

Lors du choix de la valeur caractéristique du module d'élasticité, on considérera l'influence de l'histoire du chargement (déchargement et rechargement) sur les déformations.

5.5.3.4 Les valeurs de calcul X_d des grandeurs géotechniques du remblai et du terrain de fondation sont définies dans la fig. 5.9 en fonction des zones d'influence.

5.5.3.5 La valeur de calcul du coefficient de poussée au repos est admise égale à la valeur caractéristique :

$$K_{0,d} = K_{0,k}$$

Fig. 5.9 Détermination des valeurs de calcul des grandeurs géotechniques.

Grandeurs géotechniques	Zones actives X_{ad}	Zones passives	
		Valeur pour la poussée minimale, $X_{pd,min}$	Valeur pour la poussée maximale, $X_{pd,max}$
Poids propre γ	$\gamma_d = 1.2 \gamma_k$	$\gamma_d = 0.9 \gamma_k$	$\gamma_d = 1.2 \gamma_k$
Angle de frottement $\varphi'^{1)}$	$\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / 1.2$		$\tan \varphi'_d = 1.2 \tan \varphi'_k$
Cohésion $c'^{1)}$	$c'_d = c'_k / 1.5$		$c'_d = 1.5 c'_k$
Module d'élasticité E	$E_d = E_k / 1.5$		$E_d = 1.5 E_k$
Coefficient de poussée au repos K_0	$K_{0,d} = K_{0,k}$		$K_{0,d} = K_{0,k}$

¹⁾ en cas de calcul en contraintes totales : c_u, φ_u

Pour le terrain de fondation et le remblai, les valeurs de calcul minimales $X_{pd,min}$ doivent en principe être appliquées. Pour les structures avec une capacité de déformation insuffisante, l'application des valeurs maximales $X_{pd,max}$ peut également devenir déterminante.

5.5.3.6 La valeur de calcul du coefficient de Poisson doit être choisie en fonction de la fiabilité de la valeur caractéristique choisie et de l'influence de ce paramètre sur le comportement structural. Sans analyse plus détaillée, on pourra admettre une valeur comprise entre 0.2 et 0.4 et on tiendra compte du chiffre 5.5.3.8.

5.5.3.7 Selon les lois de comportement utilisées pour les matériaux géotechniques, d'autres paramètres peuvent être nécessaires pour définir leur comportement mécanique. Les valeurs de calcul de ces paramètres doivent être choisies par analogie aux chiffres 5.5.3.4 et suivants et à la fig. 5.9.

5.5.3.8 Les paramètres difficiles à estimer ou dont l'estimation n'est pas fiable feront l'objet d'une analyse de sensibilité afin de couvrir les aléas y relatifs.

5.5.4 Propriétés de l'interface sol-structure

5.5.4.1 Le frottement entre la structure porteuse et le sol doit être déterminé en tenant compte des dispositions constructives retenues (rugosité, matériau, étanchéité). En règle générale, les hypothèses suivantes peuvent être admises :

- Etanchéité rapportée avec couche de protection souple (par ex. caoutchouc) : $\delta = 0$
- Etanchéité rapportée avec couche de protection rigide (par ex. mortier ou béton projeté) : $\delta = 0$ à $\delta = 2/3 \varphi'_k$.
- Structures en béton sans étanchéité additionnelle : $\delta = 2/3 \varphi'_k$ à φ'_k

5.5.4.2 Les valeurs de calcul sont déterminées par analogie au chiffre 5.5.3 en appliquant le facteur partiel prévu pour l'angle de frottement du terrain.

5.5.5 Propriétés de la structure

5.5.5.1 Les valeurs caractéristiques et de calcul des propriétés de la structure en béton armé sont définies dans la norme SIA 262 [10].

5.5.5.2 Le poids propre est multiplié soit par $\gamma_{G,sup}$ ou soit par $\gamma_{G,inf}$ pour toute la structure, selon que l'effet d'ensemble de l'action est défavorable ou favorable.

5.5.5.3 La non linéarité matérielle du béton armé doit être prise en compte lors de l'analyse structurale.

Le recours à des rigidités sécantes est admis. Lorsque la capacité de déformation de la structure est insuffisante, les rigidités sécantes doivent être déterminées en estimant prudemment le degré de fissuration de la structure.

5.5.5.4 Pour les modules d'élasticité du béton et de l'armature, les valeurs caractéristiques peuvent être admises comme valeurs de calcul.

5.5.6 Actions du sol sur la structure

5.5.6.1 En règle générale, les valeurs de calcul des actions du sol sur la structure découlent des valeurs de calcul des propriétés du terrain de fondation, du remblai et de la structure, sans distinction entre la composante verticale (surcharges) et horizontale (poussée des terres) :

$$F_d = F(X_d, a_d)$$

5.5.6.2 Lorsque le sol est modélisé par la méthode des modules de réaction, la poussée au repos, les coefficients de réaction, la poussée limite active et la poussée limite passive sont déterminés sur la base des valeurs de calcul X_d des grandeurs géotechniques (fig. 5.10).

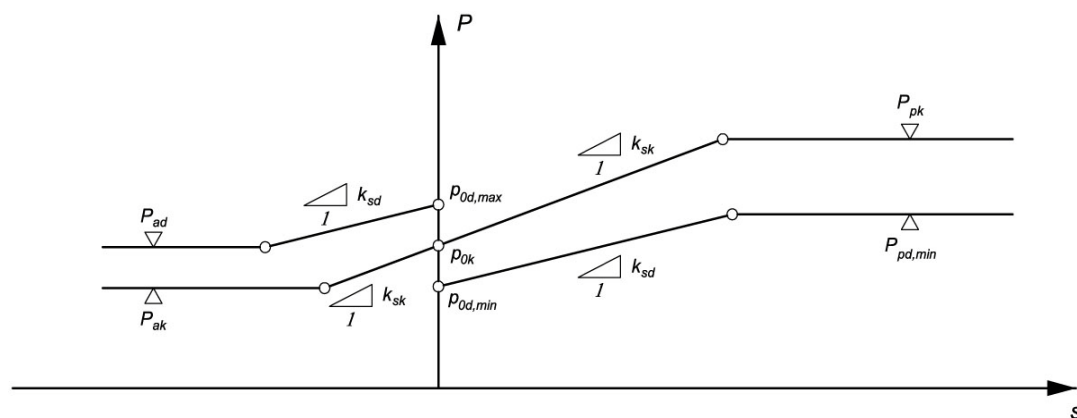


Fig. 5.10 Caractéristiques des ressorts avec valeurs de calcul.

5.5.6.3 Pour des cas simples, les valeurs de calcul des actions du sol sur la structure peuvent être calculées directement à partir des valeurs caractéristiques (chiffre 5.6).

5.5.7 Pression hydraulique

5.5.7.1 Pour les situations de risque durables et transitoires liées à la présence d'eau souterraine, la valeur de calcul du niveau d'eau correspond à la valeur caractéristique :

$$h_{wd} = h_{wk}$$

Pour les situations de risques accidentelles (période de retour > 100 ans), la valeur de calcul du niveau d'eau doit être définie d'entente avec le maître d'ouvrage et ses mandataires spécialisés (hydrogéologue,...) et indiquée dans la convention d'utilisation.

5.5.7.2 Les facteurs de charges γ_g pour les pressions d'eau sont définies au chiffre 5.3 et appliqués de la manière suivante :

$$w_d = \gamma_g w_k \quad \text{avec} \quad w_k = F\{\gamma_{wk}, h_{wd}\}$$

Lors de l'application de la méthode aux éléments finis, le facteur partiel sur les pressions d'eau γ_g peut être remplacé par un coefficient partiel γ_m appliqué sur le poids volumique de l'eau.

5.5.7.3 Les pressions d'eau doivent être multipliées globalement par $\gamma_{g,sup}$ ou $\gamma_{g,inf}$ selon que l'effet d'ensemble de l'action est défavorable ou favorable.

5.5.8 Autres actions

5.5.8.1 Pour les valeurs caractéristiques des autres actions, on se référera aux normes SIA 260 à SIA 267, [8] à [11], et aux directives y relatives.

5.5.8.2 Les valeurs de calcul de ces actions seront déterminées en appliquant les facteurs de charge selon les fig. 5.2 à 5.5 ou en se référant aux normes et aux directives y relatives.

5.6 Méthode simplifiée

5.6.1 La méthodologie générale adoptée par la présente directive admet que les valeurs de calcul des actions du sol sur la structure résultent de l'application des valeurs de calcul des propriétés des matériaux et de la géométrie du remblai.

5.6.2 Dans les cas simples bénéficiant d'un retour sur expérience suffisant (structure de type cadre avec faible couverture de terre, structure de type voûte avec terrain quasi-horizontale et couverture de terre faible à moyenne), les valeurs de calcul des actions du sol sur la structure peuvent être calculées de la manière suivante :

$$F_d = F \{ \gamma_g F_k \} \quad \text{avec} \quad F_k = F \{ X_k, a_d \}$$

- calcul des actions sur la base des valeurs caractéristiques des propriétés du sol et de la structure et de la géométrie de calcul du remblai ;
- majoration, respectivement minoration de ces actions par les facteurs partiels définis au chiffre 5.6.3 pour les zones actives et passives.

5.6.3 Les facteurs suivants peuvent être admis pour des remblais avec un angle de frottement $\varphi_k = 30^\circ$ à $\varphi_k = 35^\circ$:

- zones actives : $\gamma_g = 1.4 \varphi_k$
- zones passives : $\gamma_g = 0.7$

Lorsque les actions du sol ne dépendent que du poids des terres, par exemple pour des dalles de cadres à faible couverture de terre, ces facteurs partiels peuvent être réduits à :

- zones actives : $\gamma_g = 1.2$
- zones passives : $\gamma_g = 0.9$

5.6.4 Pour les autres actions, on se référera aux chiffres 5.5.7 et 5.5.8.

6 Analyse structurale et dimensionnement

6.1 Modélisation du comportement

6.1.1 Principes généraux de l'analyse structurale

6.1.1.1 Lorsque le remblai sur la structure et les conditions géologiques sont suffisamment uniformes sur toute la longueur de l'ouvrage et que l'hypothèse de déformations planes peut être admise, l'analyse peut être ramenée à l'étude du comportement de la section transversale.

Dans ces cas, les mesures de conception doivent néanmoins être adéquates et suffisantes pour couvrir les nombreux aléas, en particulier géologiques, inévitables dans ce genre d'ouvrages (voir chiffres 3.4 et 6.2).

6.1.1.2 Une analyse tridimensionnelle de l'ouvrage reste cependant nécessaire dans les zones de discontinuité (changement de profil transversal), lorsque la structure transmet une part non négligeable des efforts dans le sens longitudinal, ou lorsque des charges locales importantes peuvent agir sur la structure (chute de pierres, charge de trafic sur le remblai, action des fondations d'autres ouvrages, ...).

6.1.1.3 Une analyse dans le sens longitudinal est nécessaire lorsque des déplacements différentiels verticaux ou horizontaux significatifs ne peuvent pas être exclus.

6.1.1.4 L'analyse structurale doit être basée sur une approche intégrée qui assimile l'ouvrage à une structure globale au sein de laquelle interagissent la structure porteuse, le terrain de fondation et le remblai.

6.1.1.5 Les éléments provisoires (soutènements de fouille,...) doivent être considérés dans l'analyse structurale en tenant compte de leur durée de vie et de leur importance.

6.1.1.6 La structure en béton armé peut être modélisée :

- par un système de barres ou de coques ;
- par des éléments finis surfaciques ou volumiques.

6.1.1.7 Le terrain de fondation et le remblai peuvent être modélisés :

- par un système de ressorts avec résistances limitées à la poussée limite active et passive (méthode des modules de réaction) ;
- par des éléments finis surfaciques ou volumiques.

6.1.1.8 Le choix du type de modélisation doit être effectué en fonction de la complexité de la situation à traiter.

6.1.1.9 Il est possible de déterminer les efforts intérieurs en modélisant uniquement la structure porteuse et en la chargeant par les actions du sol. Les actions du sol doivent dans ce cas être déterminées en considérant l'interaction sol-structure. Les déformations de la structure principale doivent être compatibles avec celles de la structure globale.

6.1.1.10 Pour les structures usuelles, les effets du 2^{ème} ordre peuvent en principe être négligés. On tiendra cependant compte du chiffre 6.3.2.

6.1.1.11 Les résultats issus de l'analyse structurale, en particulier les poussées des terres contre la structure principale, seront vérifiés au moyen d'un modèle simplifié ou sur la base d'expériences sur des objets similaires.

On vérifiera notamment la plausibilité, la sensibilité et la pérennité d'éventuels arcs de charge ou de décharge dans les remblais.

6.1.2 Analyse aux éléments finis

6.1.2.1 Afin d'obtenir une modélisation du comportement structural réaliste et fiable, le réseau d'éléments finis (maillage) choisi doit couvrir une zone suffisamment grande pour que les effets de bord n'influencent pas le comportement de la structure globale. En outre, la discrétisation doit être suffisamment fine (taille des éléments).

6.1.2.2 Il faut vérifier qu'un déplacement des limites du modèle d'éléments finis ou qu'un raffinement du maillage n'influencent pas significativement les résultats de l'analyse structurale.

6.1.2.3 L'état de contraintes dans le massif avant travaux doit être reproduit de la manière la plus réaliste possible.

La poussée au repos sera de préférence introduite sur la base des chiffres 4.1.3 et 4.1.4, indépendamment du coefficient de Poisson du sol.

6.1.2.4 L'influence du procédé de construction doit être considérée en modélisant les différentes étapes de construction déterminantes.

6.1.2.5 Le comportement du terrain de fondation et du remblai doit être modélisé par une loi constitutive appropriée. En règle générale, une loi de comportement linéaire élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture approprié doit au minimum être admise.

6.1.2.6 On tiendra compte de l'influence de l'histoire du chargement sur le comportement des sols.

6.1.2.7 La modélisation des surfaces de contact entre le sol et la structure porteuse (résistance au cisaillement et rigidité) peut influencer significativement les résultats du calcul statique et doit donc être examinée avec soin (étude paramétrique).

6.1.2.8 Lors de la vérification de la sécurité structurale, les valeurs de calcul sont à appliquer dès le début du calcul. Si la résistance ultime dépend de la rupture du sol, elle peut être très sensible à la discrétisation du modèle.

6.1.2.9 Lors de l'application de la méthode aux éléments finis, les actions sur la structure porteuse sont déterminées directement par le calcul et correspondent aux contraintes de contact entre la structure principale et le sol. La plausibilité des contraintes de contact obtenues doit être vérifiée en les comparant aux surcharges de terre présentes et aux poussées des terres estimées par des théories éprouvées.

6.1.3 Analyse aux modules de réaction

6.1.3.1 La résistance à la déformation du sol peut être modélisée par des ressorts dans les zones où la poussée des terres dépend de façon sensible du déplacement de la structure. Par contre, dans les zones où la poussée est peu influencée par le déplacement de la structure (par exemple dalle supérieure d'un cadre ou partie supérieure d'une voûte), la structure doit être laissée libre.

6.1.3.2 Le modèle de calcul doit être adapté en fonction des situations de projet et des états de construction pour tenir compte des conditions d'appui réelles.

6.1.3.3 La rigidité des appuis doit reproduire la déformabilité du terrain de fondation et du remblai. La rigidité des ressorts élastiques peut être déterminée de la manière suivante :

$$c_s = a \cdot b \cdot k_s$$

a espacement entre les ressorts

b épaisseur du modèle plan (en général $b = 1.0 \text{ m}$)

k_s coefficient ou module de réaction [kN/m^3]

- 6.1.3.4 Le module de réaction K_s peut être déterminé sur la base de valeurs tirées de l'expérience, du comportement du sol sous un déplacement imposé ou des résultats d'une modélisation par éléments finis.
- 6.1.3.5 La valeur caractéristique du module de réaction latéral peut, dans le cas d'ouvrages complètement enterrés situés dans des terrains plus ou moins homogènes (terrain et remblai avec des caractéristiques similaires), être déterminée approximativement par les relations suivantes :
- profil en cadre: $k_s = 0.5 \div 1.5 E_s / H$ où h est la hauteur totale du cadre
- profil circulaire : $k_s = 0.5 \div 1.5 E_s / r$ où r est le rayon moyen extérieur du profil
- La valeur de calcul sera déterminée sur la base de la valeur de calcul du module d'élasticité.
- 6.1.3.6 Le module de réaction sous la fondation doit être déterminé sur la base de valeurs tirées de l'expérience ou d'une analyse des déformations locales ($k_s = \Delta p / \Delta s$) et non d'un calcul des tassements globaux attendus ($k_s \neq p / s$).
- 6.1.3.7 Les efforts intérieurs, en particulier les moments d'encastrement dans le radier, sont très sensibles au choix du module de réaction défini sous les fondations. Une analyse de sensibilité doit être effectuée pour évaluer l'influence de ce paramètre sur le comportement.
- 6.1.3.8 En règle générale, le module de réaction tangentiel peut être négligé le long de la partie supérieure de la structure. Il est par contre recommandé de le considérer sous le radier.
- 6.1.3.9 Dans le calcul statique, on vérifiera que la somme des actions du sol introduites comme charges extérieures et des réactions reprises par les appuis ne dépasse pas les valeurs limites déterminées par la géotechnique (poussée active des terres, poussée passive des terres, forces de frottement, capacité portante de la fondation). Si ces valeurs limites devaient être dépassées, le module de réaction et/ou le modèle de calcul devraient être modifiés.
- On tiendra compte en particulier de l'effet négatif d'une pente descendante sur la poussée passive.
- 6.1.4 Action du sol en cas d'analyse aux modules de réaction
- 6.1.4.1 Lors de l'application de la méthode aux modules de réaction, les poussées des terres et les surcharges de terre sont introduites comme actions extérieures.
- 6.1.4.2 Les poussées des terres et les surcharges de terre peuvent être déterminées par les théories classiques de la mécanique des sols (théorie des poussées des terres, voir aussi chiffre 4.1.3 pour la poussée au repos) ou par la méthode aux éléments finis.
- 6.1.4.3 On admettra une distribution cohérente et prudente des poussées des terres contre la structure porteuse.
- 6.1.4.4 En cas d'application de la théorie des poussées des terres, les poussées des terres agissant sur une section transversale de type voûte peuvent être calculées en admettant une paroi de remplacement verticale (fig. 6.1).
- 6.1.4.5 En présence d'un terrain incliné, le différentiel entre les poussées amont et aval doit être considéré, par exemple en appliquant des charges horizontales additionnelles (fig. 6.1).
- 6.1.4.6 Lorsque la structure est rigide par rapport au sol, il faut tenir compte d'un appel des charges de terre.

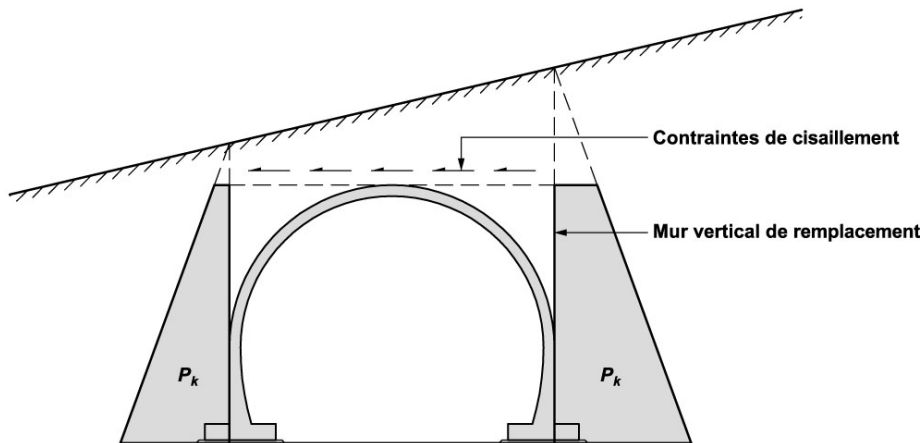


Fig. 6.1 Poussées des terres en présence d'un terrain incliné.

- 6.1.4.7 Lors de la vérification de l'aptitude au service, la poussée des terres au repos est généralement admise.
- 6.1.4.8 Lors de la vérification de la sécurité structurale, les poussées des terres suivantes peuvent généralement être admises de manière simplifiée dans les zones actives :
- structures souples et ductiles : poussée active
 - structures rigides ou fragiles : poussée au repos
- 6.1.4.9 Une réduction des poussées des terres est autorisée dans les zones actives au moyen de ressorts de traction en cas d'application de poussées des terres supérieures aux poussées actives.
- 6.1.4.10 La plausibilité des poussées, introduites comme des charges extérieures ou des réactions d'appui, et des déformations calculées est à vérifier, par exemple au moyen de l'annexe I.3.

6.2 Capacité de déformation de la structure porteuse

- 6.2.1 La capacité de déformation d'une galerie en béton armé peut généralement être jugée comme suffisante à l'état limite ultime pour les situations de projet durables et transitoires pour autant que toutes les conditions définies aux chiffres 6.2.3 à 6.2.9 soient satisfaites.
- 6.2.2 Le glissement ou le fluage des versants (tranchées couvertes construites à flanc de coteau) et le gonflement du terrain de fondation peuvent provoquer des déplacements imposés qui dépassent les capacités de déformation des structures respectant les exigences des chiffres 6.2.3 à 6.2.9. Dans ces cas, des mesures constructives particulières devront être prises (voir aussi chiffre 3.6.4 à 3.6.6) et la capacité de déformation sera évaluée sur la base des connaissances décrites dans la littérature spécialisée.
- 6.2.3 Le rapport entre la hauteur de la zone comprimée et la hauteur statique ne dépassera pas :
- $x/d = 0,25 \cdot 435/f_{sd}$ dans le cas d'une section sans armature d'effort tranchant ;
 - $x/d = 0,35 \cdot 435/f_{sd}$ dans le cas d'une section avec une armature d'effort tranchant égale ou supérieure à l'armature transversale minimale selon la norme SIA 262 [10].
- 6.2.4 L'acier d'armature passive sera de la classe de ductilité B ou C.
- 6.2.5 Le taux d'armature de flexion sera supérieur au taux d'armature minimale selon la norme SIA 262 [10] (tableau 17, première ligne).

- 6.2.6 Dans les zones avec effort tranchant non négligeable :
- l'armature d'effort tranchant sera dimensionnée sur la base d'un champ de contraintes avec une inclinaison des bielles $\alpha \geq 30^\circ$ ou
 - si la condition précédente n'est pas satisfaite, l'effort tranchant ne dépassera pas la résistance des éléments sans armature d'effort tranchant selon la norme SIA 262 [10], chiffre 4.3.3.2, calculée en admettant $\varepsilon_v = 2 f_{sd}/E_s$.
- 6.2.7 Aucun joint de recouvrement ne se trouvera dans une zone de déformation plastique sans armature d'effort tranchant.
- 6.2.8 Les efforts de traction provoqués par les forces de déviation d'un élément courbe fléchi seront repris par :
- une armature transversale ou
 - le béton avec une contrainte transversale de traction ne dépassant pas 50% de la résistance à la traction du béton de dimensionnement calculée selon la norme SIA 262 [10], chiffre 5.2.7.1.
- 6.2.9 Toutes les zones de discontinuité seront dimensionnées sur la base d'un champ de contraintes dans lequel tous les efforts de traction sont repris par des armatures, sauf ceux engendrés par l'ancrage des armatures. Dans le cas d'une analyse avec champs de contraintes rigides-plastiques, le coefficient de réduction k_c tiendra compte de l'état de déformation. En particulier, $k_c = 0.4$ sera admis lorsqu'une armature proche de la bielle comprimée avec une inclinaison $\alpha < 35^\circ$ est plastifiée ou lorsque l'ancrage de l'armature au nœud est délicat. Dans le cas d'une analyse avec champs de contraintes élasto-plastiques, la capacité de déformation sera comparée à celle des autres zones.

6.3 Vérification de la sécurité structurale pour les situations de projet durables et transitoires

- 6.3.1 La vérification de la sécurité structurale pour l'état limite de type 2 peut être effectuée selon l'une des trois méthodes suivantes:
- en comparant les efforts intérieurs E_d déterminés (N_d , M_d , V_d) aux résistances R_d (norme SIA 260 [8], éq. 15) ;
 - par le biais d'un champ de contraintes statiquement admissible ne violant nulle part les conditions de plasticité ;
 - en déterminant le facteur de conformité par rapport à la ruine selon le mécanisme de rupture déterminant, pour autant que les conditions de plasticité ne soient pas violées, que la compatibilité avec le sol soit respectée et que les effets du 2^{ème} ordre soient considérés.

Dans tous les cas, les zones de discontinuité (angles de cadre, variations de section, ...) et les zones avec courbures importantes seront traitées en détail par la méthode des champs de contraintes (chiffre 6.2.9).

- 6.3.2 Lors d'un calcul tenant compte de redistributions plastiques dans la structure (développement de rotules plastiques), on vérifiera que les conditions définies au chiffre 6.2 sont remplies pour les structures avec une capacité de déformation suffisante.

On s'assura également que les déformations nécessaires pour activer la résistance de la structure ne provoquent pas des instabilités dans le terrain et on évaluera l'influence des effets du 2^{ème} ordre sur le comportement.

- 6.3.3 La vérification de la résistance ultime du sol (état limite de type 3) pour la stabilité globale des tunnels en cas d'un terrain incliné sera effectuée selon les normes SIA 260 [8] et SIA 267 [11].

6.4 Vérification de la sécurité à la poussée d'Archimède

- 6.4.1 La vérification de la sécurité contre un soulèvement de la structure est effectuée selon la norme SIA 267 [11], chiffre 13.5.1.1, en considérant les facteurs de charge définis dans la présente directive (chiffre 5.3).
- 6.4.2 Lors de la vérification de l'état limite de type 1, la résistance du terrain (forces de cisaillement) ne doit pas être considérée. Pour cette raison, la méthode des éléments finis n'est en principe pas appropriée pour cette vérification.
- 6.4.3 Dans le cas où la sécurité au soulèvement est assurée par des éléments de structure (par exemple ancrages ou pieux) ou par la résistance du terrain (forces de cisaillement), la vérification doit être effectuée à l'état limite de type 2. Les résistances admises dans le modèle de calcul doivent être examinées soigneusement.

6.5 Vérification de la sécurité structurale pour les situations de projet accidentelles.

6.5.1 Généralités

- 6.5.1.1 La vérification de la sécurité structurale pour les situations de projet accidentelles s'effectue de la même manière que pour les situations de projet durables et transitoires (voir chiffre 6.3).

6.5.2 Séisme

- 6.5.2.1 Les dispositions de la norme SIA 262 [10], chiffre 4.3.9, sont à respecter lors de la vérification de la sécurité structurale pour la situation de projet séisme.

- 6.5.2.2 Une structure à capacité de déformation suffisante selon chiffre 6.2 de la présente directive se réfère à des actions statiques et n'est pas équivalente à une structure avec un comportement ductile en cas de séisme au sens de la norme 262 [10], chiffre 4.3.9.3.

- 6.5.2.3 Si les actions sismiques provoquent des déformations plastiques de la structure, la structure sera conçue en appliquant les dispositions de la norme SIA 262 [10], chiffre 5.7.2.

- 6.5.2.4 Pour les structures complètement enterrées, aucune vérification de la sécurité structurale des sections dans le sens transversal n'est nécessaire si toutes les conditions suivantes sont respectées :

- structure globale quasi-symétrique (y compris terrain) et structure porteuse principale sans fortes irrégularités (ouvertures, changements de section, joints etc.) ;
- classe d'ouvrage I ou II ;
- structure avec une capacité de déformation suffisante selon chiffre 6.2 ;
- absence de terrains de fondation ou de remblayages à structure instable ou sensible aux séismes.

- 6.5.2.5 La composante longitudinale de l'action sismique (parallèle à l'axe de la tranchée couverte) peut généralement être négligée dans le dimensionnement de la structure principale, si une armature longitudinale minimale selon la norme SIA 262 [10] est disposée et des fissures importantes sont acceptées.

Des investigations spécifiques restent cependant nécessaires pour des cas spéciaux comme les zones des portails et les zones de discontinuité géométrique.

- 6.5.2.6 La composante verticale de l'action sismique peut généralement être négligée dans le dimensionnement de la structure principale. Des investigations spécifiques restent

cependant nécessaires pour des cas spéciaux comme les éléments présentant un risque de poinçonnement.

6.6 Vérification de la sécurité structurale après une rupture locale

6.6.1 Afin d'éviter la propagation d'une rupture déclenchée par une défaillance locale à une partie importante de l'ouvrage, il est nécessaire de vérifier la sécurité structurale après une rupture locale.

Cette vérification est nécessaire uniquement dans le cas d'une structure avec une capacité de déformation insuffisante.

6.6.2 Il faut en principe vérifier les cas suivants :

- rupture par effort tranchant d'une dalle ou d'une voûte ;
- rupture d'un joint de recouvrement dans une zone sollicitée ;
- perte d'efficacité d'une armature intérieure en cas de rupture du béton, par effet des forces de déviation poussant au vide ;
- rupture d'un angle de cadre avec traction à l'intérieur.

6.6.3 Les ruptures doivent être considérées sur une longueur équivalente à la portée de l'élément plan ou à deux fois le rayon de courbure d'une voûte. Aucune résistance résiduelle après la rupture ne peut être admise.

6.6.4 Les niveaux des actions à considérer sont indiqués dans la fig. 5.4, situation de risque C7.

6.7 Vérification de l'aptitude au service

6.7.1 Généralités

6.7.1.1 La vérification de l'aptitude au service de la structure porteuse concerne généralement :

- la limitation des fissures ;
- les déplacements ;
- l'étanchéité et l'évacuation des eaux.

6.7.1.2 L'analyse sera généralement effectuée en considérant le comportement à l'état fissuré et les effets différés de la structure porteuse.

6.7.2 Fissures

6.7.2.1 Lors de la vérification de la fissuration, on appliquera les dispositions prévues par la norme SIA 262 [10].

6.7.2.2 On gardera à l'esprit que la mise en place d'armature n'est que l'une des mesures nécessaires pour contrôler l'ouverture des fissures. Cette mesure doit être combinée avec des mesures de conception, constructives et organisationnelles.

6.7.2.3 Le niveau d'exigences requis pour chaque partie d'ouvrage dépend de la nature de l'élément, de son exposition aux agents agressifs et des mesures de protection éventuellement mises en œuvre. Les exigences usuellement admises sont définies par la directive ASTRA 12001, annexe 6 [2]. Les exigences choisies doivent être consignées dans la convention d'utilisation.

6.7.3 Déplacements admissibles

- 6.7.3.1 Les déplacements admissibles de la structure porteuse seront définis dans la convention d'utilisation. Elles dépendent de l'utilisation convenue, du type de construction et du mode d'exécution.
- 6.7.3.2 Pour ce qui concerne l'aptitude au fonctionnement, les déformations admissibles du profil seront définies par rapport à la marge existante entre l'intrados de la structure et le gabarit d'espace libre. Cette tolérance sera définie dans la convention d'utilisation.
- 6.7.3.3 On vérifiera que l'évacuation des eaux n'est pas empêchée par une déformation trop importante de la structure.
- 6.7.3.4 Pour ce qui concerne l'aspect, la fig. 6.2 donne des valeurs indicatives pour les déplacements transversaux relatifs admissibles. Les déplacements admissibles pourront être majorés par une éventuelle contreflèche.

Fig. 6.2 Valeurs indicatives des déplacements transversaux relatifs admissibles pour ce qui concerne l'aspect à l'état quasi-permanent.

Flèche de la dalle supérieure ou d'une paroi latérale d'une section en cadre	$l / 500$ ¹⁾
Déplacement horizontal relatif (gauchissement de la section)	$h / 250$ ²⁾
Convergence ou divergence d'un profil circulaire	$D / 200$ ³⁾
¹⁾ l représente la portée de la dalle ou la hauteur de la paroi ²⁾ h représente la hauteur entre les points où le déplacement relatif est mesuré ³⁾ D représente la distance entre les points où la convergence/divergence est mesurée	

6.7.4 Etanchéité

- 6.7.4.1 Pour la conception et la vérification de l'étanchéité, on se référera aux dispositions de la norme SIA 272 [16].

7 Vérification des structures existantes

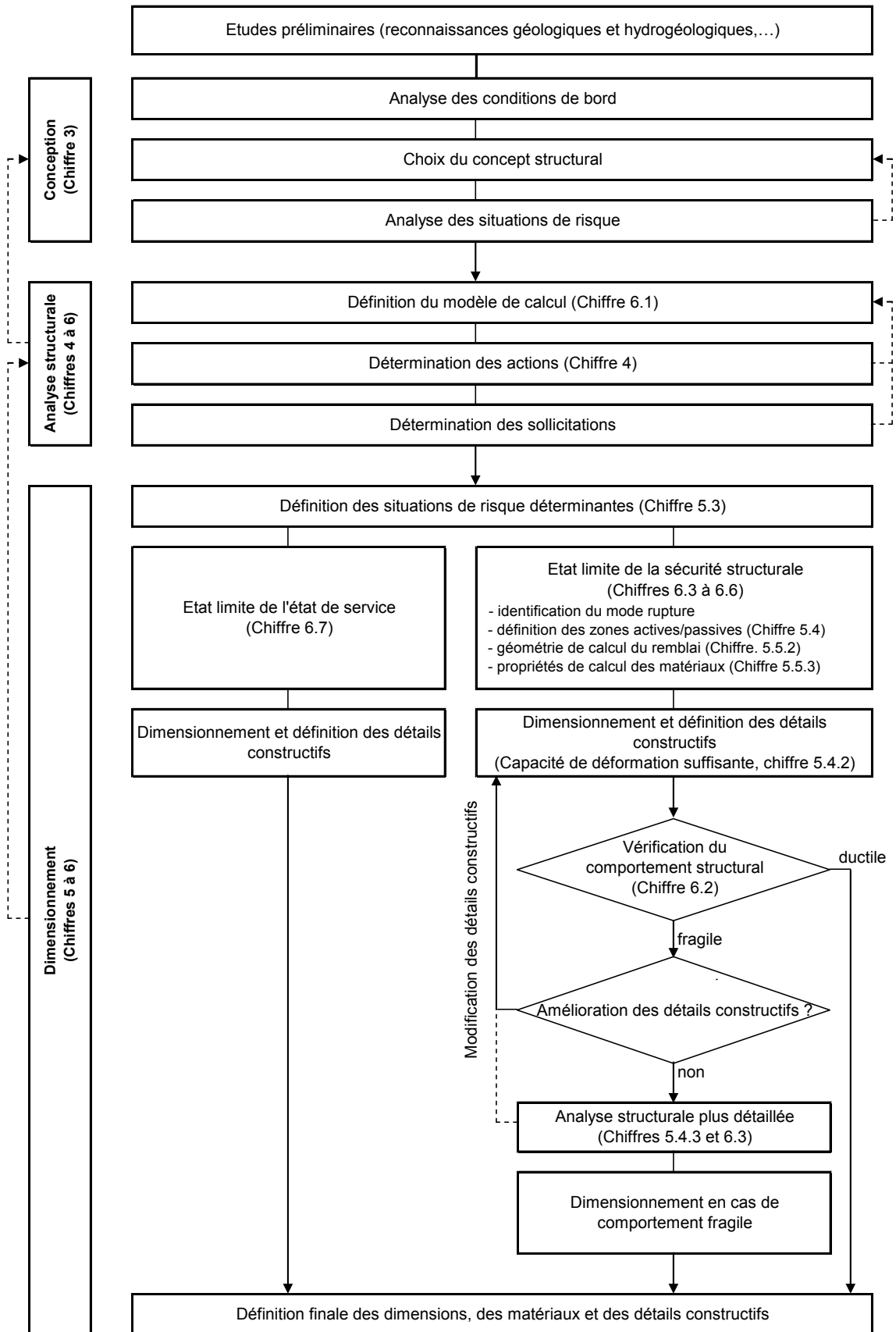
7.1 Principes généraux

- 7.1.1 Les normes SIA 269 [12], 269/1 [13], 269/2 [14] et 269/7 [15] sont applicables.
- 7.1.2 L'aptitude au service est à contrôler in situ.
- 7.1.3 Une vérification de la sécurité structurale de type 2 est nécessaire quand :
- l'aptitude au service n'est pas satisfaite ou ;
 - des déplacements sans explication convaincante ont eu lieu ou ;
 - la capacité de déformation est insuffisante sur la base des documents à disposition et des changements importants ont eu lieu par rapport à la résistance des éléments fragiles selon la norme SIA 262 [10] ou ;
 - des modifications des actions ou de la structure par rapport à l'ancienne convention d'utilisation ont eu lieu ou sont prévues.
- 7.1.4 Lors d'une vérification de la sécurité structurale, la hauteur du remblai h_s doit être actualisée. Une réduction de l'écart Δh_s est admissible uniquement quand une modification de la hauteur du remblai par des causes naturelles est physiquement impossible et quand toute modification anthropique est exclue par la convention d'utilisation.
- 7.1.5 Lors d'une vérification de la sécurité à la poussée d'Archimède (état limite de type 1), le niveau d'eau h_w doit être actualisé.
- 7.1.6 L'analyse structurale et la précision des modèles seront adaptées à la dangerosité de la situation. On considèrera en première approche des modèles statiques et géotechniques simples et conservateurs. Si nécessaire, on affinera la modélisation et on actualisera les propriétés effectives des matériaux et les actions sur la base de mesures in situ.

Annexes

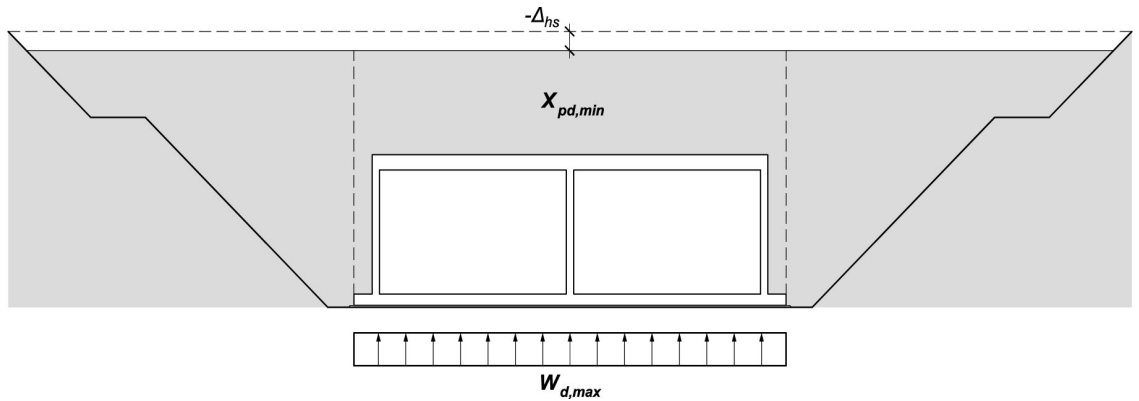
I.1	Aperçu de la méthodologie.....	47
I.2	Exemples de situations de risque.....	48
I.3	Déplacements nécessaires à l'activation des poussées des terres limites	53

I.1 Aperçu de la méthodologie

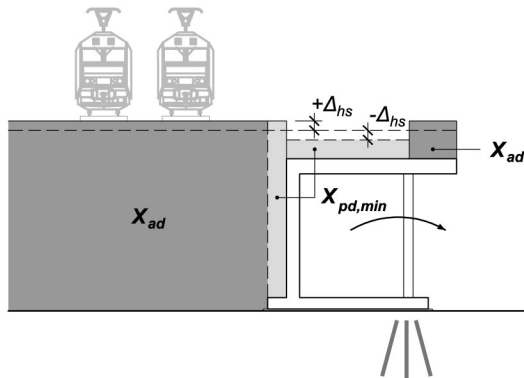


I.2 Exemples de situations de risque

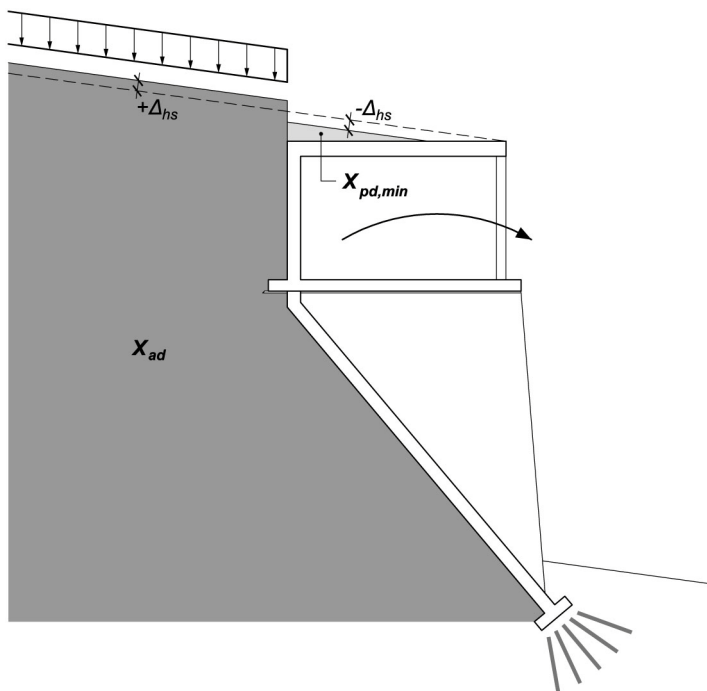
Situations durables et transitoires de type 1 (selon fig. 5.2)



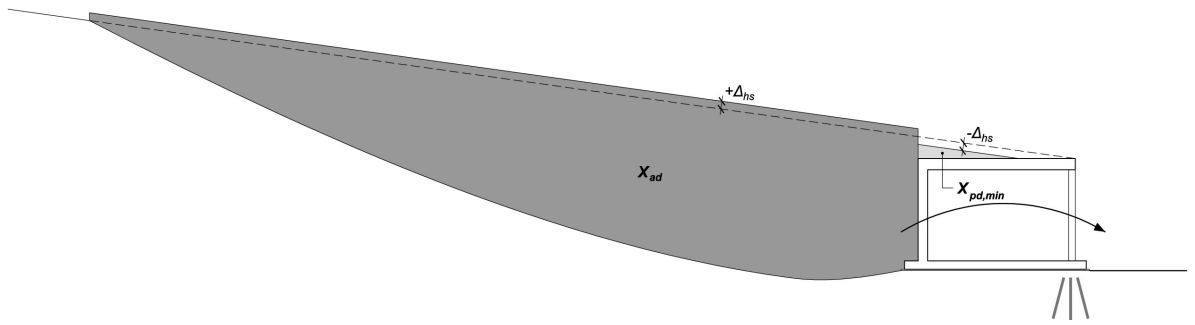
A1 Soulèvement dû à la poussée d'Archimède.



A2 Basculement dû à une poussée horizontale, action prépondérante du trafic.

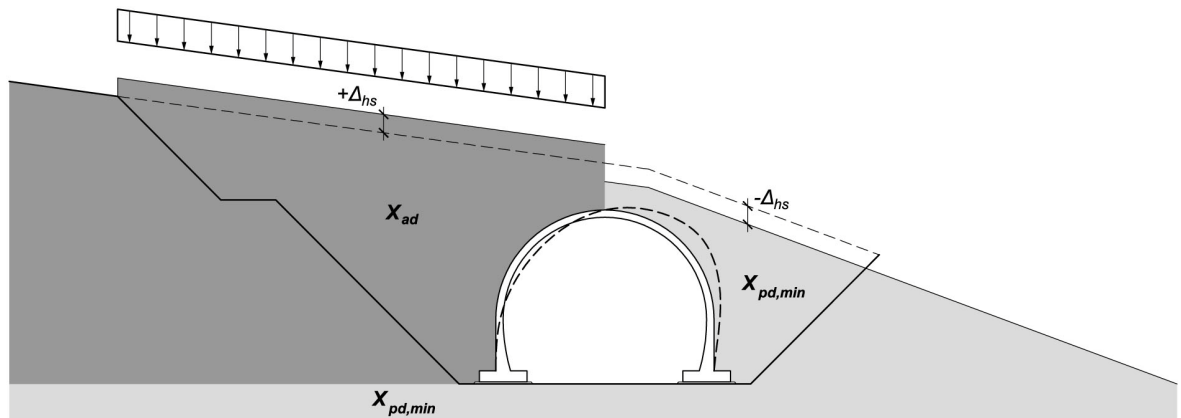


A3 Basculement dû à une poussée horizontale, action prépondérante d'une avalanche.

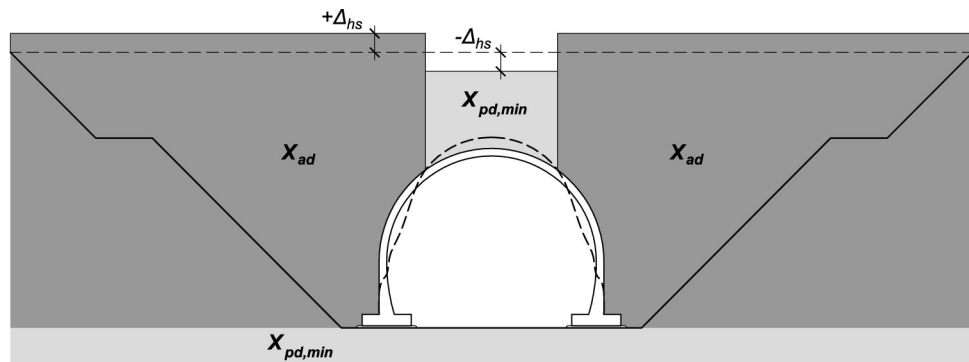


A4 Basculement dû à une poussée horizontale, action prépondérante d'un déplacement imposé.

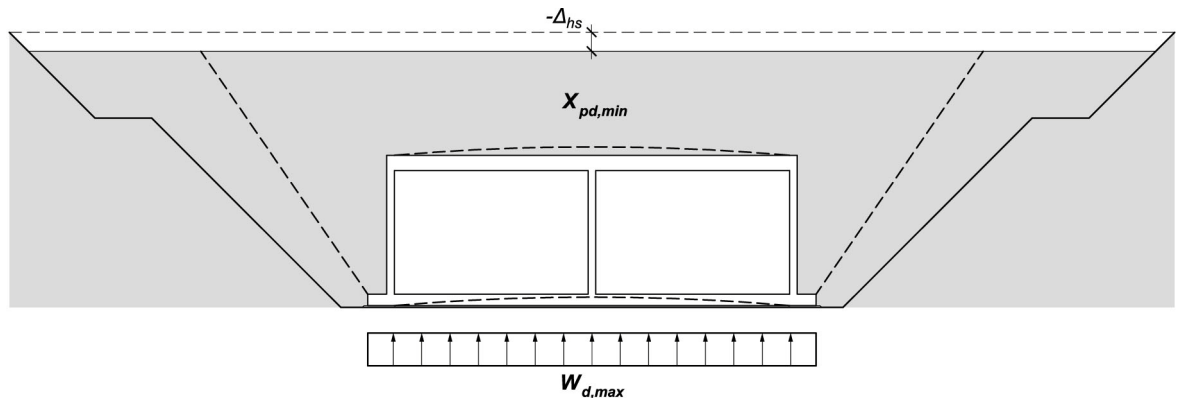
Situations durables et transitoires de type 2 (selon fig. 5.3)



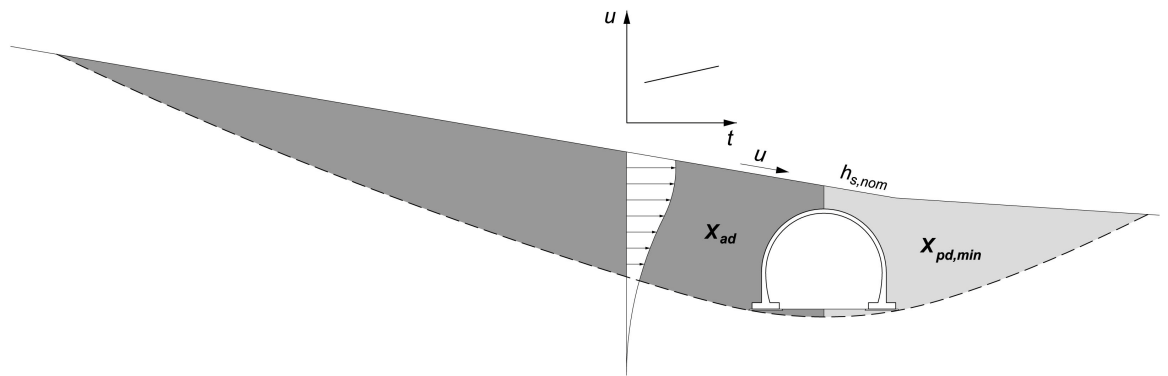
B1 Incertitude concernant le comportement du remblai et sa géométrie.



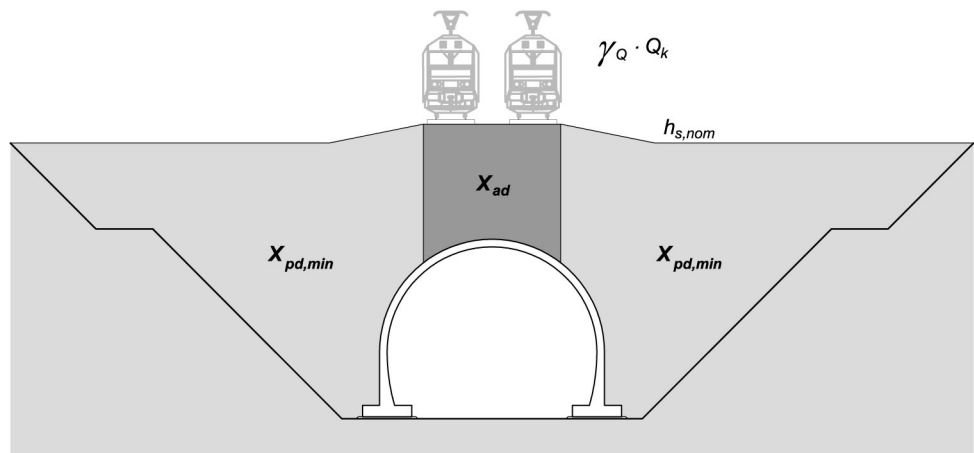
B1 Incertitude concernant le comportement du remblai et sa géométrie.



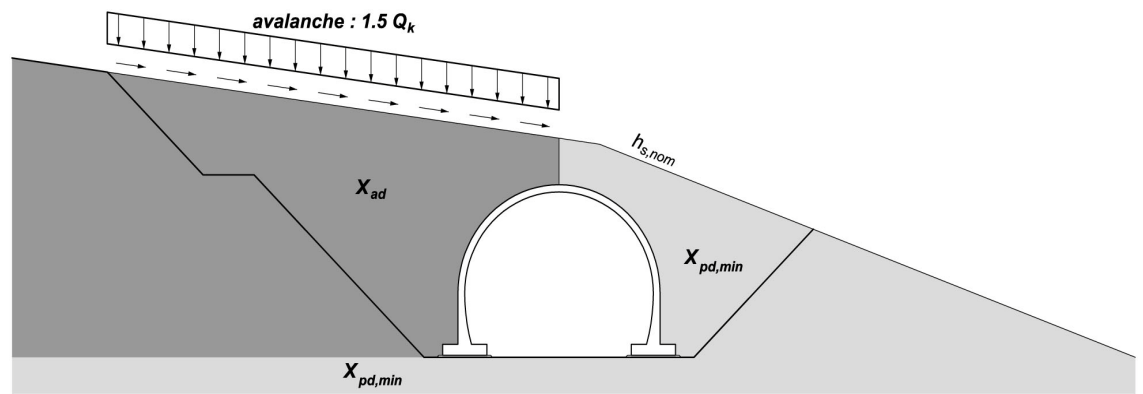
B2 Poussée hydraulique.



B3 Déplacements imposés.

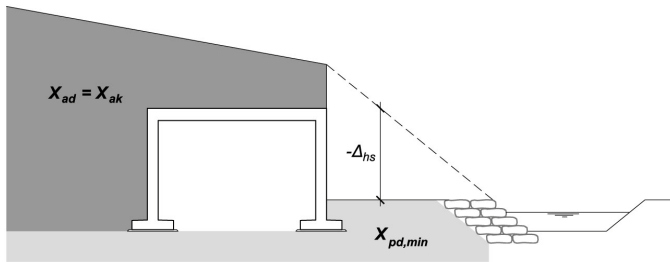


B4 Action du trafic routier ou ferroviaire.

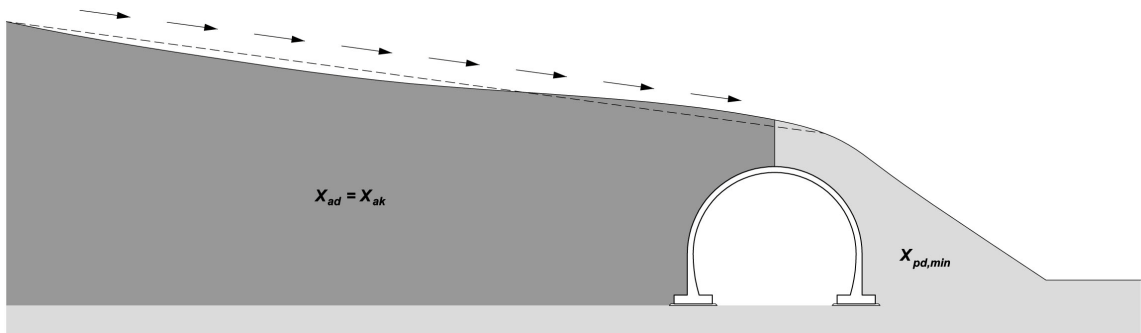


B5 Avalanche.

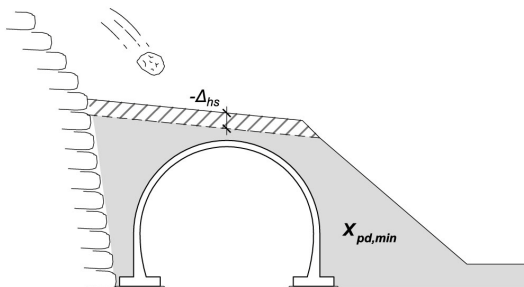
Situations accidentelles (selon fig. 5.4)



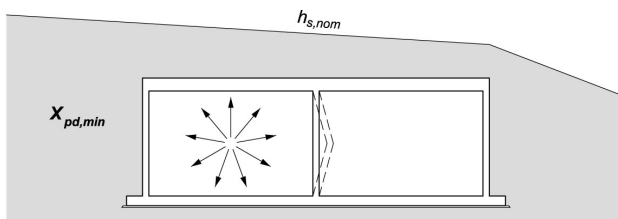
C1 Erosion de la zone passive par un cours d'eau.



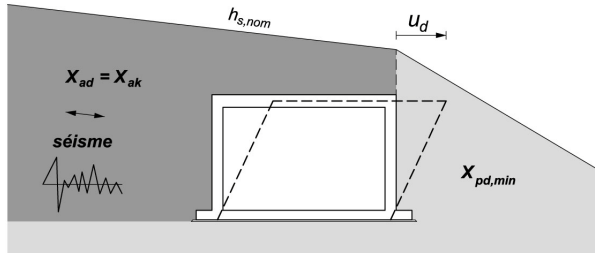
C2 Eboulement sur la zone active.



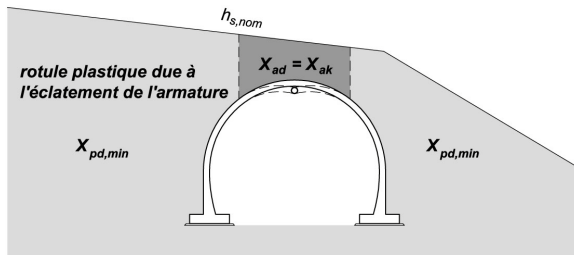
C3 Chute de pierres.



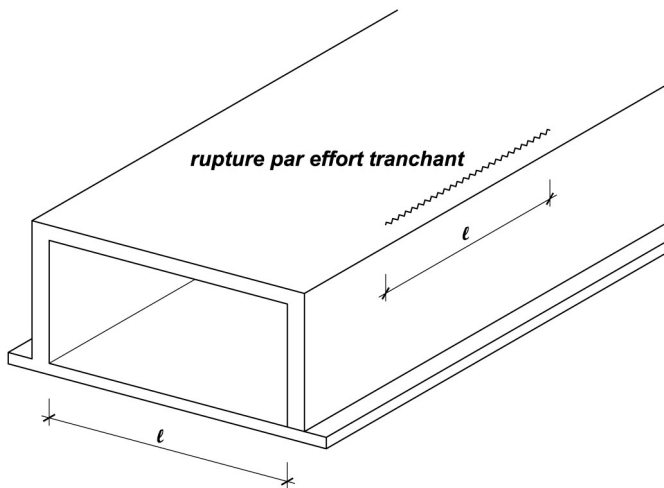
C4 Explosion.



C5 Séisme.

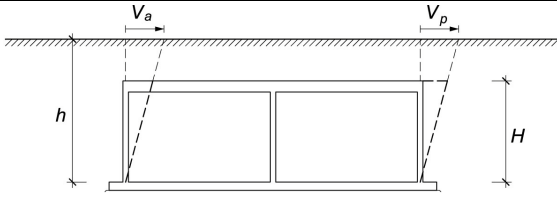
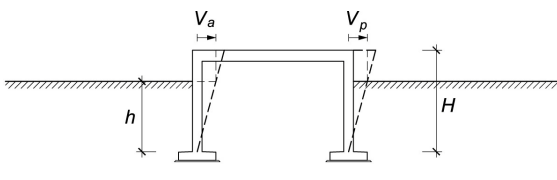
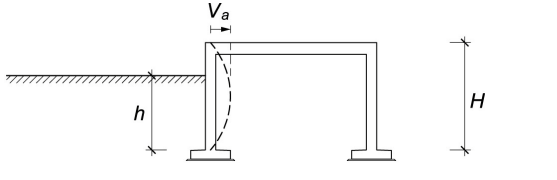
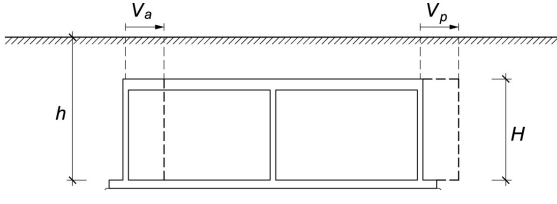
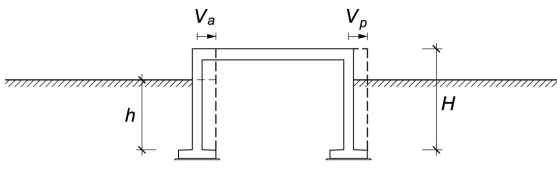


C6 Situation après incendie.



C7 Situation après rupture locale.

I.3 Déplacements nécessaires à l'activation des poussées des terres limites

Activation de la poussée active V_a / h [%]		Déformée	Activation de 50% de la poussée passive V_p / h [%]		Activation de la poussée passive V_p / h [%]	
sols peu compacts	sols compacts		sols peu compacts	sols compacts	sols peu compacts	sols compacts
0.4 – 0.5	0.1 – 0.2		1.5 – 4.0	1.1 – 2.0	7 – 25	5 – 10
						
						
0.2	0.05 – 0.1		0.9 – 1.5	0.5 – 1.0	5 – 10	3 – 6
						

Les déplacements nécessaires à l'activation des poussées des terres limites peuvent être estimés pour des sections transversales de type cadres sur la base du tableau ci-dessus en cas de sols sans cohésion et avec un terrain horizontal (tiré de l'Eurocode 7 [18]). Pour les sections transversales de type voûte, le tableau peut être utilisé par analogie.

En présence d'eau, les valeurs données pour la poussée passive doivent être majorées par un facteur 1.5 à 2.0.

Bibliographie

Directives de l'OFROU	
[1]	Office fédéral des routes OFROU (2002), « Profils types, aires de repos et de ravitaillement des routes nationales », directive ASTRA 11001 version 2002, www.astra.admin.ch .
[2]	Office fédéral des routes OFROU (2005), « Elaboration des projets et construction des ouvrages d'art des routes nationales », directive ASTRA 12001 version 2005, www.astra.admin.ch .
[3]	Office fédéral des routes OFROU (2008), « Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection », directive ASTRA 12006 version 2008, www.astra.admin.ch .
[4]	Office fédéral des routes OFROU (2007), « Actions d'avalanches sur les galeries de protection », directive ASTRA 12007 version 2007, www.astra.admin.ch .
Documentations de l'OFROU	
[5]	Office fédéral des routes OFROU (1998), U. Vollenweider, J. Pralong, « Calcul et dimensionnement des tunnels exécutés à ciel ouvert », documentation ASTRA 82007 version 1998, www.astra.admin.ch .
Normes	
[6]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2004), « Projets de tunnels - Bases générales », norme SIA 197.
[7]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2004), « Projets de tunnels - Tunnels routiers », norme SIA 197/2.
[8]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2003), « Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses », norme SIA 260.
[9]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2003), « Actions sur les structures porteuses », norme SIA 261.
[10]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2013), « Construction en béton », norme SIA 262.
[11]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2003), « Géotechnique », norme SIA 267.
[12]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2011), « Bases pour la maintenance des structures porteuses », norme SIA 269.
[13]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2011), « Maintenance des structures porteuses – Actions », norme SIA 269/1.
[14]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2011), « Maintenance des structures porteuses – Structures en béton », norme SIA 269/2.
[15]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2011), « Maintenance des structures porteuses – Géotechnique », norme SIA 269/7.
[16]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA (2009), „ Abdichtungen und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und im Untertagbau “, norme SIA 272.
[17]	Société des Ingénieurs et des Architectes (2000 & 2008), « Béton - Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité », norme SN EN 206-1 (y c. révision du chiffre 8.2.3.2 du 18.04.2008).
[18]	Eurocode 7 (2005), « Calcul géotechnique, Partie 1 : règles générales », norme ENV 1997-1.
Cahiers techniques	
[19]	Société des Ingénieurs et des Architectes SIA, « Mesures de prévention vis-à-vis de la réaction alcali-granulat (RAG) dans le secteur de la construction en béton », cahier technique SIA 2042.
Littérature spécialisée	
[20]	Y. M. A. Hashash, J. J. Hook, B. Schmidt, J. I-Chinag Yao (2001), “ Seismic Design and analysis of underground structures ”, <i>Tunnelling and Underground Space Technology</i> 16 p. 247 – 293.
[21]	S. Plumey, A. Muttoni, L. Vulliet, V. Labiouse (2006), « Comportement, calcul et dimensionnement des tranchées couvertes », AGB2000/401, ASTRA, 2006

Liste des modifications

Edition	Version	Date	Modifications
2013	1.00	01.02.2013	Entrée en vigueur Édition 2013 (Version originale en français) ; remplace la documentation ASTRA 82007 "Calcul et dimensionnement des tunnels exécutés à ciel ouvert" (Édition 1998)

