

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie
Département des Sciences de la Terre et de l'Univers

Support de cours

GEOTECHNIQUE APPLIQUEE AUX ETUDES DES GRANDS OUVRAGES

Cours destiné aux étudiants de Master 1 **Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique**

Élaboré par :
BAGHDAD Abdelmalek
Maître de conférences

Année universitaire 2018-2019

AVANT-PROPOS

Tout ouvrage (barrage, tunnel, bâtiment, etc.) est en interaction avec son environnement géotechnique. L'ingénierie géotechnique est donc une composante de la maîtrise d'œuvre générale indispensable à l'étude, puis à la réalisation de tout projet. Elle doit être associée aux autres ingénieries à toutes les étapes successives d'étude et de réalisation d'un projet et ainsi contribuer à une gestion efficace des risques géologiques afin de fiabiliser le délai d'exécution, le coût réel et la qualité des ouvrages géotechniques.

Le sous-sol est, de par sa nature, le domaine privilégié des incertitudes, des variabilités et des aléas (événements géologiques non prévisibles et d'extension limitée). L'objectif des études géotechniques est de réduire les risques géologiques avec une approche graduée et progressive des missions.

Il faut rappeler qu'une bonne adaptation du projet au contexte géologique du site est nécessaire pour construire en sécurité de façon économique. Malheureusement, c'est encore trop souvent le sol qui doit s'adapter au projet quand le concepteur entreprend trop tardivement les études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques. Enfin, l'expérience montre que tout investissement fait par le maître d'ouvrage en phase de conception pour la maîtrise des risques géologiques est hautement rentable, comme cela a été démontré dans la construction des tunnels par exemple.

La conception et le dimensionnement d'un ouvrage nécessitent la mise au point d'un modèle géotechnique dont les caractéristiques proviennent des résultats d'essais acquis lors des investigations géotechniques.

Vu l'importance que révèle les études géotechniques dans la réalisation des ouvrages, nous essayons à travers ce polycopié destiné aux étudiants de Master 1 Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique, de présenter à travers cinq chapitres les points relatifs aux études de reconnaissance, de fondation, de matériau et de stabilité appliqués aux ouvrages (cas des barrages, ponts, tracés linéaires «routes», tunnels et ouvrages maritimes), en estimant pouvoir contribuer modestement à l'introduction de cette discipline aux masterants.

Je remercie mon ami et collègue Mr. Hamza Kebab pour l'aide qu'il m'a apporté au cours de la préparation de ce polycopié.

Je tiens à remercier les collègues « experts » qui ont bien voulu juger ce polycopié et m'aider à l'améliorer.

Il est possible que cette première version comporte quelques imperfections, je serais reconnaissant à tous ceux qui me ferait part de leurs remarques et suggestions.

Programme détaillé de la matière

Intitulé du Master : Géologie de l'ingénieur et Géotechnique

Semestre : 1

Intitulé de l'UEM1 : Outils des géosciences 1

Intitulé de la matière : Géotechnique appliquée aux études des grands ouvrages

Crédits : 05

Coefficients : 03

Objectifs de l'enseignement

L'objectif de cette matière est d'apprendre à l'étudiant les méthodes géotechniques spécifiques aux grands ouvrages et les moyens de reconnaissances et l'estimation de la faisabilité des fondations dans les sites choisis.

Connaissances préalables recommandées

Connaissances acquises durant la formation de licence.

Contenu de la matière

1. Les tracés linéaires (routes) : fondations, études des variantes, matériaux utilisés.
2. Les tunnels : reconnaissances et étude de stabilité.
3. Les ponts : reconnaissances et fondation.
4. Les barrages : choix du site, fondation, stabilité.
5. Les digues et travaux maritimes : reconnaissances et fondation.

Travaux dirigés

Une série d'applications pour chaque chapitre ou des exposés présentés par les étudiants en relation avec chaque chapitre et/ou un mini projet en relation avec le contenu de la matière réalisé par les étudiants le long du semestre.

Mode d'évaluation

Cours : Épreuve écrite.

TD : Interrogations écrites et/ou exposés.

TABLES DES MATIERES

CHAPITRE I : LES BARRAGES

I.1. FONCTION D'UN BARRAGE	1
I.2. CONDITIONS NATURELLES D'UN SITE	1
I.2.1. Données hydrologiques	1
I.2.2. Données topographiques	1
I.2.3. Données géologiques et géotechniques	2
I.2.4. Données sismologiques	3
I.2.5. Conditions générales d'environnement	3
I.3. LES PRINCIPAUX TYPES DE BARRAGE	3
I.3.1. Les barrages Poids	3
I.3.1.1. Stabilité et dimensionnement	4
I.3.1.2. Qualités requises et traitement de la fondation	6
I.3.1.3. Méthodes de construction	7
I.3.1.4. Types dérivés : poids évidés, contreforts, barrages de basse chute	7
I.3.2. Les barrages voûtes	8
I.3.2.1. Caractéristiques générales	8
I.3.2.2. Méthodes de dimensionnement	9
I.3.2.3. Qualités requises et traitement de la fondation	10
I.3.2.4. Méthodes particulières de construction	11
I.3.3. Les barrages en remblai	11
I.3.4.1. Les barrages en terre	12
I.3.4.2. Les barrages en enrochement à noyau interne	18

CHAPITRE II : LES PONTS

II.1. INTRODUCTION	21
II.2. DÉFINITION D'UN PONT	21
II.3. DIFFÉRENTES PARTIES D'UN PONT	21
II.4. PRÉSENTATION DES GRANDES CATÉGORIES DE STRUCTURES	22
II.4.1. Ponts à poutres	22
II.4.2. Ponts en arc	23
II.4.3. Ponts à câbles	23
II.5. DÉMARCHE DU CONCEPTEUR	24
II.5.1. Recueil des données de l'ouvrage	24
II.5.1.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage	24
II.5.1.2. Recueil des données naturelles	25
II.5.1.3. Données fonctionnelles	25
II.5.2. Choix du type d'ouvrage	25
II.5.2.1. Ouvrages de portée modeste (jusqu'à 30 m de portée principale)	26
II.5.2.2. Grands ouvrages en béton précontraint (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante)	27
II.5.2.3. Grands ouvrages métalliques (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante)	27
II.5.2.4. Domaine des très grandes portées (au-delà de 300 m)	27
II.6. ÉQUIPEMENTS DES PONTS	28
II.6.1. Étanchéité et couche de roulement	28
II.6.2. Joints de chaussée	28
II.6.3. Dispositifs de retenue	29
II.6.4. Corniches	29
II.6.5. Appareils d'appui	29
II.6.6. Évacuation des eaux	29
II.6.7. Autres équipements	30
II.7. LES FONDATIONS	30
II.7.1. Les fondations profondes	30
II.7.1.1. Pieux mis en place par refoulement du sol	30
II.7.1.2. Pieux mis en place par excavation du sol	32
II.7.2. Conception d'une fondation sur pieux	32

CHAPITRE III : LES TRACES LINEAIRES (ROUTES)

III.1. INTRODUCTION	34
III.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES VOIES	34
III.2.1. Tracer en plan	34
III.2.2. Profil en long	35
III.2.3. Profil en travers	35
III.3. LES DIFFÉRENTES FAMILLES DE STRUCTURES DE CHAUSSÉE	37
III.3.1. Les chaussées souples	37
III.3.1.1. Couche de roulement (surface)	38
III.3.1.2. Couche de base	38
III.3.1.3. Couche de fondation	38
III.3.1.4. Couche de forme	38
III.3.1.5. Sous-couche	38
III.3.2 Les chaussées semi-rigides	38
III.3.3. Les chaussées rigides	38
III.3.4. Les chaussées mixtes	38
III.3.5. Les chaussées à structure inverse	39
III.3.6. Les chaussées à structure bitumineuse	39
III.4. MATÉRIAUX UTILISÉS DANS LES TRAVAUX ROUTIERS	39
III.4.1. Sols de fondation et couches de forme	39
III.4.2. Couches de forme	43
III.4.2.1. Critères à satisfaire	43
III.4.2.2. Amélioration des matériaux pour couches de forme	43
III.4.2.3. Traitement des couches de forme à la chaux et au ciment	44
III.4.3. Matériaux utilisés dans les assises de chaussées	45
III.4.3.1. Graves non traitées	45
III.4.3.2. Graves et sables traités aux liants hydrauliques	46
III.4.3.3. Graves et sables traités aux liants hydrocarbonés	48
III.4.3.4. Graves-émulsion	50
III.4.3.5. Bétons de ciment	50
III.4.4. Matériaux utilisés dans les couches de roulement	51
III.4.4.1. Enduits superficiels	51
III.4.4.2. Enrobés hydrocarbonés à chaud	52

CHAPITRE IV : OUVRAGES SOUTERRAINS : LES TUNNELS

IV.1. INTRODUCTION	55
IV.2. OPTIMISATION DE LA GÉOMÉTRIE ET BUT DES ÉTUDES GÉOLOGIQUES, HYDROGÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES	55
IV.2.1. Tracé en plan et profil en long	55
IV.2.1.1. L'emplacement des têtes	55
IV.2.1.2. La nature des terrains traversés	56
IV.2.1.3. L'orientation du tunnel par rapport aux principales familles de discontinuités	56
IV.2.1.4. La présence d'accidents géologiques	57
IV.2.1.5. La présence d'eau	57
IV.2.1.6. Les débits d'eau prévisibles	57
IV.2.1.7. La nature et l'épaisseur de la couverture	57
IV.2.2. Profil en travers	57
IV.3. CONTENU DES ÉTUDES DE RECONNAISSANCES GÉOLOGIQUES, HYDROGÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES	58
IV.3.1. Étude géologique	58
IV.3.1.1. Levé géologique de surface	58
IV.3.1.2. Techniques de reconnaissances	59
IV.3.2. Étude hydrogéologique	60
IV.3.2.1. Cas des sols	60
IV.3.2.2. Cas des roches	60
IV.3.2.3. Reconnaissances spécifiques	60
IV.3.3. Étude de la chimie des eaux	62
IV.3.3.1. Cas particuliers des karsts	62
IV.3.4. Étude géotechnique	63
IV.3.4.1. Objectifs	63
IV.3.4.2. Cas des sols	63
IV.3.4.3. Cas des roches	64

IV.3.5. Études spécifiques	66
IV.3.5.1. Tassements	66
IV.3.5.2. Gonflement	67
IV.4. PHASAGE CLASSIQUE DE RÉALISATION D'UN TUNNEL	68
IV.4.1. Méthode d'excavation	68
IV.4.1.1. Abattage à l'explosif	68
IV.4.1.2. Abattage par machine à attaque ponctuelle	68
IV.4.1.3. Excavation par machine foreuse à pleine section (tunnelier)	68
IV.4.2. Phasage de creusement par méthode conventionnelle (Explosifs / Attaque ponctuelle)	68
IV.4.2.1. Abattage à l'explosif et par machine à attaque ponctuelle	68
IV.4.2.2. Purge et marinage	69
IV.4.2.3. Pose du soutènement	69
IV.4.2.4. Pose de l'étanchéité	69
IV.4.2.5. Pose du revêtement	69

CHAPITRE V : LES DIGUES ET TRAVAUX MARITIMES

V.1. INTRODUCTION	70
V.2. ÉTUDES PRÉALABLES	70
V.2.1. Caractéristiques géotechniques du site	70
V.2.1.1. Fondation de la digue	70
V.2.1.2. Fourniture de matériaux nécessaires à la construction	71
V.2.1.3. Sédimentologie actuelle	71
V.2.2 Caractéristiques océanographiques du site	71
V.2.2.1. Bathymétrie	71
V.2.2.2. Houles	71
V.2.2.3. Vents	72
V.2.2.4. Courants	72
V.2.2.5. Niveaux de référence	72
V.2.3. Matériaux disponibles	72
V.2.3.1. Carrière d'enrochements	72
V.2.3.2. Bétons	73
V.2.3.3. Aciers	73
V.3. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE	73
V.3.1. Digues à talus	73
V.3.1.1. Éléments constitutifs de la digue	73
V.3.1.2. Mode de fonctionnement	74
V.3.2. Conception de la digue	75
V.3.2.1. Soubassement	75
V.3.2.2. Noyau	75
V.3.2.3. Cavaliers de pied	75
V.3.2.4. Sous-couches	75
V.3.2.5. Carapace	78
V.3.2.6. Couronnement	83
V.3.2.7. Talus arrière	84
V.3.2.8. Butées de pied	84
V.3.2.9. Profils types de digues à talus	84
V.3.3. Digues verticales	85
V.3.3.1. Généralités	85
V.3.3.2. Conception de la digue	86
V.3.3.3. Digues mixtes	89
V.3.3.4. Ouvrages peu réfléchissants	91
LISTES DES FIGURES	94
LISTES DES TABLEAUX	95
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	96

CHAPITRE I

- LES BARRAGES -

CHAPITRE I : LES BARRAGES

I.1. Fonction d'un barrage

Un barrage relève localement, de manière permanente ou temporaire, le niveau d'un cours d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. C'est l'un ou l'autre de ces aspects qui prédomine, selon l'objectif recherché.

Les **objectifs d'un aménagement** comportant un barrage sont très variés :

- Irrigation ;
- Génération d'électricité ;
- Contrôle des crues ;

Globalement, les autres objectifs des barrages sont mineurs en regard des trois buts principaux ; ils sont néanmoins d'importance dans l'aménagement des pays développés ou non ; il faut citer :

- L'alimentation en eau potable ou industrielle ;
- La régularisation en vue de la navigation ;
- Les développements touristiques et de loisirs ;
- La recharge et l'assainissement des nappes phréatiques.

Dans la plupart des cas, c'est le **volume du réservoir** créé qui est le paramètre significatif des bénéfices apportés par le barrage :

- Volume utile rapporté au volume des crues, pour la protection contre les crues ;
- Volume utile rapporté aux variations saisonnières ou interannuelles du débit naturel de la rivière, pour les besoins agricoles, urbains ou industriels.

I.2. Conditions naturelles d'un site

I.2.1. Données hydrologiques

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, exprimés en hm^3/an ou en m^3/s , et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle.

Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir. Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit également le **volume et le débit maximal des crues très rares**, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages : on impose généralement que le barrage une fois construit soit en mesure de supporter une crue ayant une période de récurrence de 10 000 ans (cela surtout pour les barrages en remblai qui ne peuvent supporter une submersion sans risque de ruine). Par extension, l'étude hydrologique comprend également les informations sur le **régime des transports solides de la rivière**, dus à l'érosion des sols du bassin versant ; on évalue ainsi la rapidité de comblement de la « tranche morte » du réservoir.

I.2.2. Données topographiques

Un site de barrage, au sens topographique, se place sur un verrou, resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant.

Une fois fixée approximativement la position envisagée pour le barrage, la cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la cote du plan d'eau ([figure I.1](#)) ; il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage (c.-à-d. celle qui sera adoptée, sous réserve que toutes les autres conditions, notamment géotechniques, soient satisfaites).

La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques : la largeur relative (L/H), qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus ; et la forme en U ou en V ([figure I.2](#)).

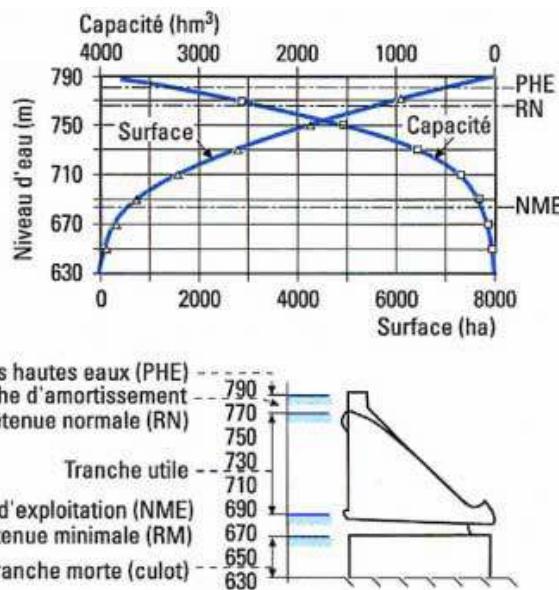
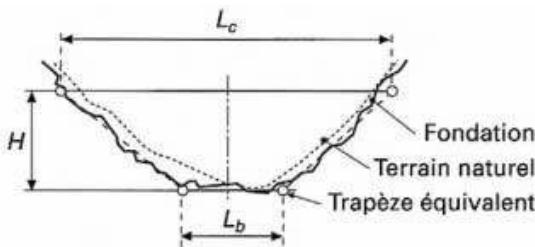


Figure I.1 – Principe d'exploitation et dimensions d'une retenue



L_b largeur du site au niveau de la base
 L_c largeur du site simplifié au niveau de la crête

Figure I.2 – Géométrie simplifiée d'un site de barrage

I.2.3. Données géologiques et géotechniques

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif dans lequel elle est située des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle ; il serait en effet très coûteux de généraliser l'étanchement artificiel à tout le fond du bassin, et de telles réalisations sont exceptionnelles.

Par ailleurs, chaque type de barrage requiert des propriétés mécaniques minimales spécifiques en matière de déformabilité et de résistance des appuis, lorsque ceux-ci sont soumis :

- Aux forces appliquées directement par le barrage ;
- Aux forces internes induites par la percolation de l'eau au sein de la fondation.

Tout projet de barrage commence donc par une étude géologique, géophysique et géotechnique qui est progressivement affinée au fur et à mesure que le projet se développe et que les choix se précisent sur le type et la hauteur du barrage. Le géologue intervient en premier lieu pour expliquer la nature et la structure du site, mettre en évidence les principales incertitudes ; les reconnaissances géotechniques par sondages, galeries de reconnaissances, prélèvements, essais de laboratoire et essais in situ sont réalisées pour lever les inconnues.

Ces études aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, altérabilité à l'eau ; les discontinuités (failles, fractures, diaclases, zones de dissolution ou karsts) sont recherchées avec le plus grand soin.

I.2.4. Données sismologiques

L'étude, sur une base historique ou déterministe (sismotectonique), de la sismicité du site est entreprise et aboutit à la définition de deux séismes de référence :

- **Le séisme de projet**, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;
- **Le séisme maximal probable**, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Chacun d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans les calculs de la structure.

I.2.5. Conditions générales d'environnement

D'autres natures de données, moins importantes dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, sont toutefois indispensables pour mener le projet à son terme : citons notamment les **conditions climatiques** (températures extrêmes, gel), qui constituent des sollicitations supplémentaires du futur ouvrage, les **propriétés chimiques de l'eau**, parfois agressive vis-à-vis de certains matériaux notamment le béton, la **disponibilité de matériaux** de construction de qualité à proximité, les **accès**, etc.

I.3. Les principaux types de barrage

I.3.1. Les barrages Poids

Le barrage poids est l'un des types les plus anciens et il en existe un grand nombre dans les pays industrialisés. Construits en maçonnerie jusqu'au XIX^e siècle ([figure I.3A](#)), puis en béton au début du XX^e, jusqu'au développement récent de la technique du béton compacté au rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980 ([figure I.3B](#)). Par ailleurs, ils présentent, quel que soit leur mode de construction, une solution attrayante lorsqu'il faut intégrer au barrage des structures relativement importantes, comme une usine hydroélectrique, un gros évacuateur de crues, une écluse, etc.

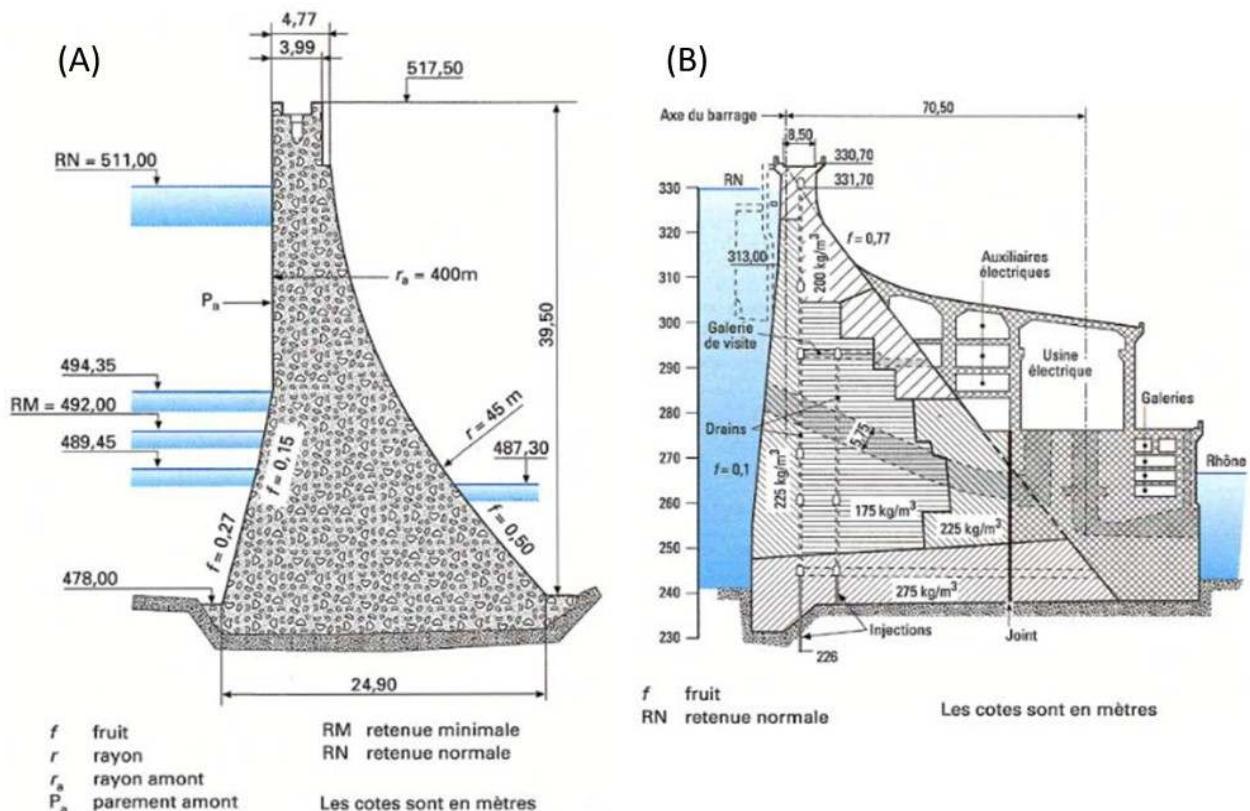


Figure I.3 – Barrage de Ternay (A) et barrage poids de Génissiat (B) (France)

I.3.1.1. Stabilité et dimensionnement

Les **méthodes de calcul** d'un barrage poids ont évolué mais restent très homogènes avec les analyses effectuées par Maurice Lévy, au début du XX^e siècle, pour expliquer la rupture du barrage de Bouzey en 1895 ([figure I.4](#)) : l'analyse s'effectue en deux dimensions sur la ou les sections droites de plus grande hauteur, sur lesquelles on étudie, de manière assez conventionnelle, l'équilibre des forces qui s'appliquent de haut en bas sur toute section horizontale ABC ([figure I.5](#)) :

- \vec{P} Le poids de la partie supérieure ;
- \vec{Q} La poussée exercée par l'eau de la retenue sur la partie supérieure ;
- \vec{Q}_V La poussée exercée par le bief aval éventuellement ;
- \vec{W} La résultante (ascendante) des pressions d'eau interstitielle sur la section ABC.

Par convention, on note \vec{R} la résultante sur la section ABC des forces solides, et \vec{R}' la résultante effective qui tient compte de la sous-pression :

$$\vec{R} = \vec{P} + \vec{Q} \quad \text{et} \quad \vec{R}' = \vec{P} + \vec{Q} + \vec{W}$$

Les composantes normales (verticales) de ces forces sont respectivement N et N' ; les composantes tangentielles sont T et T' ; elles sont liées par les relations :

$$N' = N - W \quad \text{et} \quad T' = T$$

Les ouvrages du XIX^e siècle ont été dimensionnés en négligeant la sous-pression W ; sous la combinaison du poids et de la poussée directe seuls, on vérifiait les conditions suivantes :

- L'équilibre au glissement : le rapport T/N devant être inférieur à une limite, en général prise égale à 0,75 ;
- Les compressions maximales au pied aval, calculées selon l'hypothèse simplificatrice d'une distribution linéaire à travers le profil, devaient rester partout très fortement inférieures à la résistance des maçonneries et de la fondation ;
- On s'efforçait, sans que ceci ait été une règle générale, de ne pas avoir au pied amont de contraintes de traction (calculées là encore selon l'hypothèse d'une distribution linéaire) ;
- On vérifiait enfin l'équilibre au basculement : la résultante R devant passer à l'intérieur de la section ABC ; ce dernier point étant bien entendu vérifié si le précédent l'est.

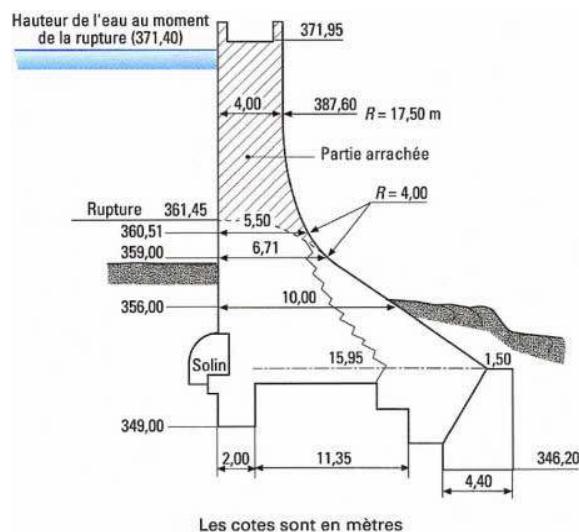


Figure I.4 – Rupture du barrage de Bouzey (France)

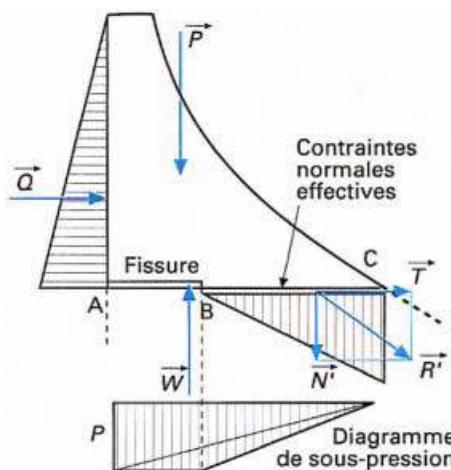


Figure I.5 – Équilibre avec fissuration (profil non drainé)

On sait aujourd’hui que cette conception n’était pas sûre : le Bouzey (figure I.5) s’est rompu, en négligeant la poussée exercée sur l’ouvrage vers le haut par l’eau percolant dans le barrage ou dans sa fondation, on sous estimait l’inclinaison de la résultante effective sur la surface devant résister au cisaillement ; et surtout, on ignorait un effet, proche de la fracturation hydraulique, selon lequel tout défaut même local près du parement amont permet à la sous-pression d’y amorcer une traction et d’y initialiser une fissure, dans laquelle l’eau de la retenue peut pénétrer librement sous la pleine pression ; et, dans le cas de profils trop minces, on atteint une évolution instable quasi instantanée.

Les méthodes actuelles comprennent les étapes suivantes :

- On vérifie que la contrainte totale sur une facette horizontale au pied amont induite seulement par le poids P et la poussée de l’eau Q est au moins égale à la pression du réservoir au même niveau : c’est, strictement, la condition de M. Lévy ;
- On peut également vérifier que la contrainte (effective cette fois) résultant du poids P , de la poussée directe Q , et de la sous-pression W , est une compression ; les deux conditions sont presque équivalentes et interdisent en principe l’apparition de fissures ;
- S’il n’en est pas ainsi, il faut vérifier si l’équilibre peut cependant être atteint pour une fissure de profondeur finie. Pour ce faire, on suppose que le matériau ne peut résister à aucune contrainte de traction produite par le premier chargement, donc que la fissure se développe sur toute la surface tendue AB à l’amont ; en même temps, la force de sous-pression W est augmentée en supposant une pleine pression dans toute la fissure et une distribution linéaire à l’aval. Avec ce nouveau chargement, plus défavorable, on recommence le calcul, et ainsi de suite par itérations jusqu’à obtenir la coïncidence entre le fond de fissure B et le point de traction nulle ;
- Si un équilibre est atteint, on vérifie alors les autres conditions (non-glisser, contrainte maximale) avec la force W qui correspond à la fissure.

À titre d’exemple, pour un profil simplifié purement triangulaire dont le parement amont est vertical, les fruits aval f limites sont les suivants :

- Condition de M. Lévy (non-fissuration) : $f \geq (\gamma - 1)^{-1/2}$
- Limite pour une fissuration stable : $f \geq (2\gamma - 3)^{-1/2}$

Avec γ densité du corps du barrage par rapport à l’eau.

Pour une densité moyenne de 2,35 les valeurs correspondantes sont 0,86 et 0,77.

Nombre de barrages, même récents, ne respectent pas ces limites ; la raison en est qu'en pratique tous les projets de quelque ampleur sont équipés de moyens de drainage fiables, susceptibles de réduire les pressions d'eau dans la fondation et dans le corps des barrages : galeries, drains coffrés (dans l'ouvrage) ou forés (en fondation). En pratique, on adopte un profil de sous-pression assez réaliste suivant la [figure I.6](#) qui améliore sensiblement l'équilibre et justifie d'une marge de sécurité correcte avec des fruits de l'ordre de 0,75 à 0,8 lorsque la fondation présente une résistance au cisaillement suffisante.

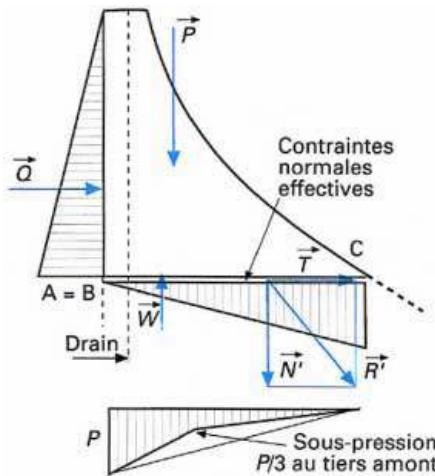


Figure I.6 – Effet du drainage sur l'équilibre

I.3.1.2. Qualités requises et traitement de la fondation

Les problèmes potentiels sont de trois ordres : **déformabilité, résistance, étanchéité**.

Si le **sol** est trop **déformable**, les tassements sous le poids de l'ouvrage et ensuite les mouvements sous la poussée horizontale seront difficilement supportés par la structure d'un barrage poids, même équipé de joints, d'où un risque de fissures anarchiques ; cela exclut pratiquement les fondations non rocheuses, voire même les roches faibles (craies, marnes). De même, une forte inclinaison des poussées n'est pas acceptable par des fondations non rocheuses ; lorsqu'on ne peut pas faire autrement (barrages en rivière sur dépôts sableux, par exemple), il est nécessaire de dimensionner très largement le barrage en vue de réduire les inclinaisons des forces et, par ailleurs, de renforcer le massif d'appui par des caissonnements de parois moulées ou palplanches.

En matière d'étanchéité, il s'agit d'une part de réduire les fuites en fondations susceptibles de diminuer la rentabilité de l'aménagement, mais surtout de réduire autant que possible le risque de sous-pressions déstabilisatrices. On y parvient en plaçant sous le barrage :

- Au pied amont, un organe artificiel d'étanchement, qui peut être soit une paroi moulée en béton (béton normal ou béton plastique plus déformable), soit un écran d'injection : en général, une seule ligne de forages dans les roches, mais 3 à 5 lignes dans les sols) ;
- Quelques mètres (de l'ordre de 10 à 15 % de la charge d'eau) à l'aval de l'écran étanche, une première ligne de drains forés, éventuellement tubés et munis de crépines, destinés à recueillir le débit résiduel et à neutraliser les sous-pressions ; pour que ce résultat soit effectif, les drains doivent avoir un diamètre assez gros (100 mm minimum) et un intervalle modéré (1,50 à 5 m) ;
- En complément, on draine généralement aussi la masse de fondation située sous la surface d'appui jusqu'au pied aval du barrage.

Dans les fondations rocheuses, la résistance mécanique est la plupart du temps limitée par la présence de discontinuités, comme des failles ou des joints, qui découpent le massif en blocs ; les discontinuités les plus dangereuses sont celles qui sont remplies par des produits argileux de décomposition de la roche, car la résistance au cisaillement de ces joints est celle, faible, de leur remplissage ; c'est la raison pour laquelle les reconnaissances géotechniques doivent pouvoir identifier à coup sûr la présence de surfaces de faiblesse en fondation, surtout celles orientées horizontalement ou peu inclinées, et pouvant donc déboucher sur l'aval.

I.3.1.3. Méthodes de construction

La technique actuelle qui prédomine dans la construction des barrages poids est celle du **béton compacté au rouleau**, ou **BCR** : le béton n'est plus coulé entre des coffrages, puis vibré avec des aiguilles, comme du béton conventionnel, mais répandu horizontalement au bulldozer et compacté avec des compacteurs vibrants, suivant les techniques de terrassement ; l'épaisseur des couches varie de 30 à 60 cm. Grâce à un tel compactage beaucoup plus énergique, le béton peut être mis en place plus sec, avec juste la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment ; cela autorise, à résistance égale, une moindre quantité de ciment (jusqu'à moins de 100 kg/m³). Par voie de conséquence, l'échauffement thermique est réduit de 50 % au moins ainsi que le nombre de joints nécessaires ; ce nouveau procédé permet des économies importantes sur les matériaux (quantité réduite de ciment) ainsi que par le recours à une mécanisation poussée qui permet des cadences très élevées. Les **points délicats de construction** sont :

- La **résistance mécanique**, notamment au cisaillement, des surfaces horizontales de contact entre couches superposées, qui sont assez lisses puisque formées par un rouleau de compacteur ; cette résistance est sensible à de nombreux facteurs, tels que la propreté du chantier, la quantité de fines, la lutte contre la ségrégation, l'intervalle de temps entre la réalisation des couches successives, la température, etc. Pour cette raison, il est nécessaire d'adopter au stade du projet des hypothèses de résistance conservatives (par exemple, un angle de frottement de 37° et une cohésion nulle) et de procéder, en début de chantier, à des essais de résistance. On peut si nécessaire améliorer la résistance des couches en les garnissant d'un mortier spécial de collage ;
- L'étanchéité du barrage, qui est la plupart du temps constituée par un organe spécial : masque en béton conventionnel placé à l'amont du BCR, ou bien encore, pour les ouvrages modestes, membrane en matériaux plastiques : PVC, polyéthylène, etc.

Dans tous les cas, les barrages poids en BCR doivent être équipés d'un drainage très efficace et redondant, composé de drains resserrés, reliés à des galeries de drainage et de visite.

I.3.1.4. Types dérivés : poids évidés, contreforts, barrages de basse chute

Les **barrages poids évidés** comportent, comme leur nom l'indique, des vides ménagés par coffrage dans leur partie interne.

Il peut sembler paradoxal de chercher à alléger un barrage poids ; c'est néanmoins parfois bénéfique, car l'effet de la perte de poids peut être plus que compensée par les réductions de sous-pression garanties grâce au drainage intense réalisé au niveau des vides.

Dans de telles structures, le parement amont doit être incliné sensiblement plus [0,3 h/1v (h : horizontale, v : verticale)] que pour un barrage plein : la composante verticale de la poussée de l'eau améliore l'incidence de la résultante sur la fondation.

Les **barrages à contreforts** ([figure I.7](#)), qui ne sont qu'une extension du même concept, sont plus fréquents : le barrage se réduit alors à une juxtaposition de plots comprenant chacun un bloc de tête, en contact avec la retenue, et un contrefort triangulaire conduisant au sol la force exercée par l'eau sur la tête. Ce concept autorise une économie sur le volume de béton de l'ordre de 20 à 25 % par rapport au barrage plein équivalent et à critères de sécurité égaux ; les coffrages en sont plus complexes, ils sont plus sensibles aux agressions extérieures, notamment les variations thermiques, et ils sollicitent fortement leur fondation.

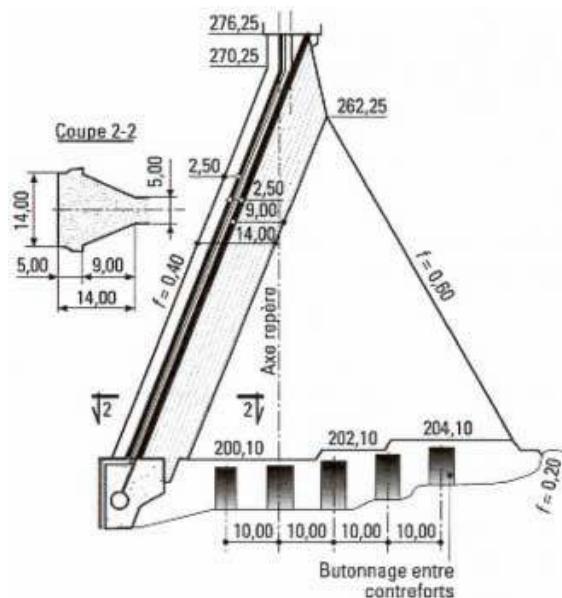


Figure I.7 – Barrage poids à contreforts, Sefid Rud (Iran)

I.3.2. Les barrages voûtes

I.3.2.1. Caractéristiques générales

Un barrage voûte est une structure dont la forme est dessinée de façon à transmettre les efforts de poussée de la retenue vers les rives.

Dans un schéma simplifié, c'est une superposition d'arcs horizontaux chargés chacun à leur extrados par la pression P correspondant à leur profondeur (figure I.8). De ce fait, c'est un barrage extrêmement sûr et la seule rupture connue (Malpasset, 1959) a été due non à la voûte elle-même, mais à la défaillance en profondeur d'une rive, dans des conditions de structure géologique, de pétrographie et de pressions interstitielles très particulières.

Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits (ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4), lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives. Aujourd'hui, ils sont souvent préférés à tous les autres types pour les sites de grande hauteur (plus de 150 m).

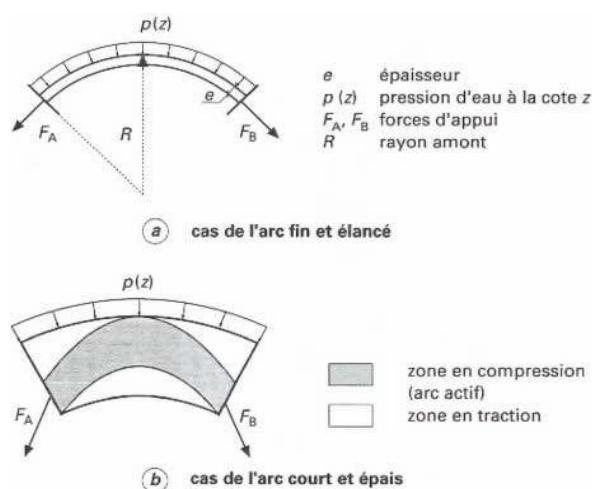


Figure I.8 – Mode de travail des arcs d'une voûte

En allant du plus simple au plus sophistiqué, on trouvera des **voûtes de formes très différentes** :

- Les **cylindres** : tous les arcs sont identiques et superposés, avec un rayon et une épaisseur constants et égaux (réservé aux petits ouvrages, moins de 20 m de hauteur) ;
- Les **cylindres-cones** : rayon **amont** uniforme, le parement amont est un cylindre, l'épaisseur des arcs croît linéairement de haut en bas ; les sections verticales sont donc toutes égales à un trapèze ;
- Les **simples courbures**, ainsi **nommées** car leur parement amont est encore un cylindre, mais l'épaisseur des arcs n'est plus constante et croît de la clé vers les appuis ; le parement aval n'est en général pas une surface réglée ;
- Enfin, les voûtes à **double courbure** (figures I.9), pour lesquelles les deux parements sont des surfaces à double concavité dirigée vers l'aval ; en général, l'épaisseur croît de haut en bas et du centre vers les appuis.

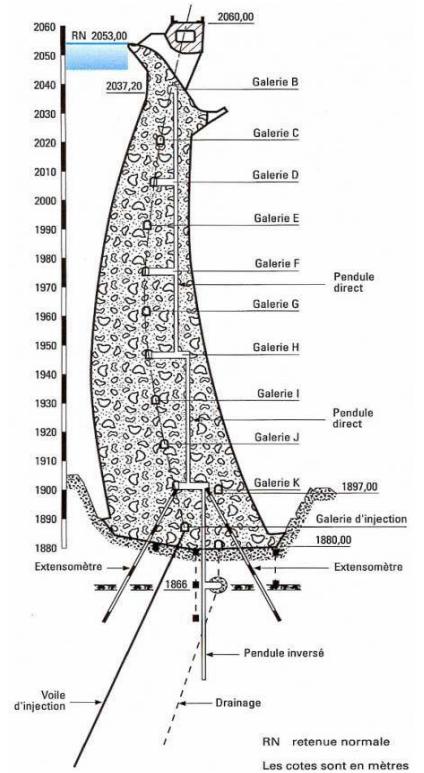


Figure I.9 – Coupe verticale sur la voûte de Katse (Lesotho)

I.3.2.2. Méthodes de dimensionnement

Le premier dimensionnement, très grossier, résulte de la **formule dite du tube** et ne représente donc que le fonctionnement des arcs supposés indépendants :

$$\sigma = pR_m/e$$

Avec σ (MPa) *contrainte moyenne dans un arc*

p (MPa) *pression d'eau à son niveau*

R_m (m) *rayon amont de cet arc*

e (m) *épaisseur*.

On retient pour σ une valeur moyenne comprise entre 3 et 6 MPa, les valeurs les plus fortes étant réservées aux barrages de hauteur conséquente ; mais cela ne suffit pas car, dans la réalité, une voûte est une structure hyperstatique dans laquelle les arcs ne sont pas indépendants. Une image un peu plus proche de la réalité consiste à découper la voûte en un double réseau de poutres horizontales (les arcs) et verticales (les consoles) qui se répartissent la poussée de la retenue, ainsi que les autres charges (figure I.10).

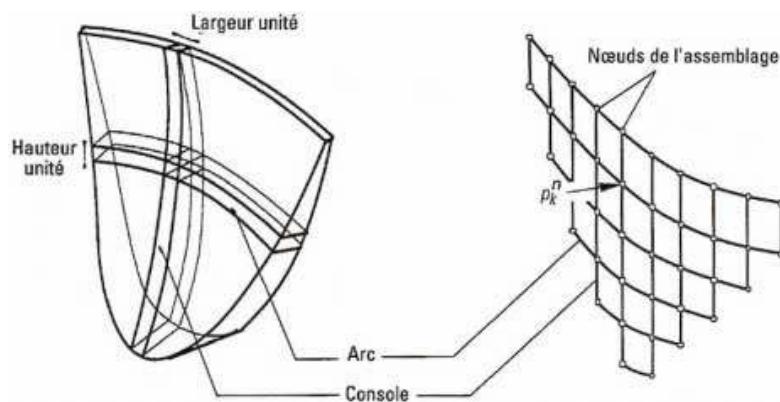


Figure I.10 – Découpage de la voûte en un système d'arcs et de consoles

On écrit que la charge appliquée en chaque nœud par la retenue est répartie entre les deux familles de poutres, et que les déplacements des arcs et des consoles sont égaux à leurs intersections. Depuis une vingtaine d'années, on a recours aux méthodes numériques de calcul par éléments finis, avec des hypothèses de comportement élastique de la fondation et du béton, ou encore des lois de comportement plus réalistes.

Les **charges** qui doivent être **considérées** pour vérifier une forme de barrage voûte sont les suivantes :

- Le **poids propre de la voûte**, établi par plots construits indépendamment des voisins ;
- La **charge hydrostatique**, souvent réduite par pure convention à la pression appliquée sur le parement amont du barrage ; c'est seulement dans les projets récents qu'on tient compte, d'une façon ou d'une autre, des pressions d'eau qui s'exercent dans la masse de la fondation ou dans le barrage lui-même ;
- Les **autres charges extérieures** sont la poussée des sédiments, la poussée de la glace en surface du plan d'eau, ou encore les forces d'inertie et variations de poussée dues aux séismes
- Les **charges internes** doivent aussi être considérées, comme pour l'étude de toutes les structures hyperstatiques : il s'agit des effets thermiques (équilibre initial, variations saisonnières), ainsi que des variations dimensionnelles potentielles plus aléatoires (retrait, gonflement) du béton.

Dans la pratique du dimensionnement d'une voûte, on donne aux arcs supérieurs un angle d'ouverture voisin de 110° ; l'épaisseur minimale en crête est :

$$e_{mc} = 0,012 (L_c + H)$$

Avec e_{mc} (**m**) épaisseur minimale en crête,
 L_c (**m**) largeur du site au niveau de la crête,
 H (**m**) hauteur du barrage.

On cherche de plus à ce que chaque console verticale soit stable sous son poids, cela à toutes les étapes de sa construction. Cela impose des variations assez progressives des rayons de haut en bas ; il faut par ailleurs veiller à ce que tous les arcs prennent appui sur chaque rive avec une incidence correcte.

I.3.2.3. Qualités requises et traitement de la fondation

Les fondations de voûtes doivent être d'excellente qualité mécanique, c'est-à-dire être **peu déformables** sous les poussées exercées par le barrage et la retenue. Pour s'assurer qu'il en est bien ainsi, les reconnaissances géotechniques qui accompagnent chaque projet sont très complètes et comprennent toujours une analyse géologique qui permettra d'identifier, *a priori*, les pièges éventuels.

Sauf exception, tout site dans lequel la matrice de la roche n'est pas sensiblement plus rigide et plus résistante que le béton n'est pas apte à recevoir un barrage voûte. Dès lors, déformabilité et résistance à grande échelle résultent des propriétés des discontinuités : failles, joints, diaclases qui affectent la roche ; ce sont elles qui sont d'abord identifiées, puis soumises à des essais mécaniques : sondages de reconnaissances, galeries creusées dans les rives, essais de laboratoire, essais *in situ* (mesure de la déformabilité par chargement direct, résistance à la compression, au cisaillement) ; des mesures indirectes (géophysique, petite sismique) fournissent des indications utiles sous forme de comparaison de sites de voûtes entre eux.

La surface d'appui actif, il faut vérifier que les forces exercées par le barrage et les forces exercées par les pressions d'eau dans les appuis ne peuvent pas déstabiliser les rives ou une partie de celles-ci. La poussée de la voûte est peu déstabilisatrice en elle-même, à condition que les arcs ne fassent pas un angle trop aigu avec la courbe de niveau correspondante (30° est une valeur minimale) ; bien plus dangereuses sont les forces qui résultent des pressions d'eau que la retenue peut induire dans la fondation elle-même ; c'est la raison pour laquelle tous les appuis de barrages voûtes sont maintenant équipés de drainages intenses, visités, entretenus et auscultés.

La stabilité des rives est vérifiée par la **méthode dite de Londe** ([figure I.11](#)), qui est une méthode d'équilibre dans laquelle les hypothèses liées aux sous-pressions et au drainage sont introduites de manière paramétrique : on définit la résistance minimale au cisaillement des discontinuités qui est nécessaire pour que la stabilité soit assurée. Des méthodes plus sophistiquées, faisant appel aux lois de comportement des matériaux et des joints, sont employées en complément pour répondre à des problèmes spécifiques.

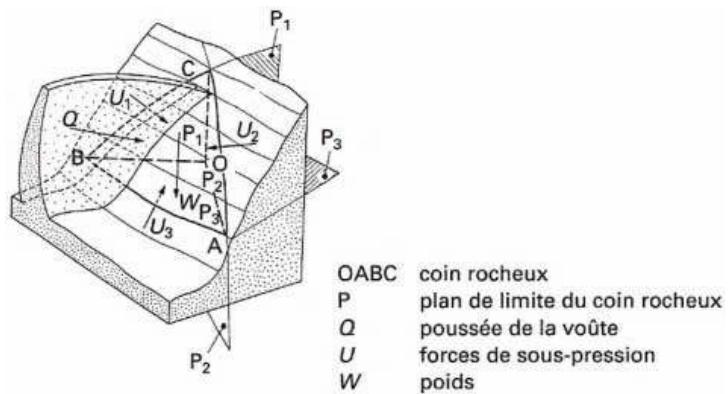


Figure I.11 – Étude de la stabilité d'une rive (méthode de Londe)

I.3.2.4. Méthodes particulières de construction

Le problème principal posé par le bétonnage des fortes masses (jusqu'à 50 m d'épaisseur) des barrages voûtes est celui de l'**exothermie** qui se produit lors de la prise du ciment, et qui ne peut se dissiper naturellement que très lentement dans des blocs de telles dimensions et engendre, si elle n'est pas contrôlée, des fissurations dommageables pour l'intégrité de la structure.

Pour s'en affranchir, on a recours à des ciments à faible exothermie (CLK ou CHF en France, type II aux États-Unis) ; on remplace une partie du ciment par des liants moins rapides comme des cendres volantes ; on limite enfin le dosage en ciment, grâce notamment à l'emploi de gros granulats (jusqu'à 150 mm de diamètre). Un béton type de grand barrage voûte aura une granulométrie continue de 0 à 15 mm, sera dosé à 225 kg de ciment.

Les joints horizontaux entre deux levées successives sont soigneusement débarrassés de la laitance en excès, grâce à un lavage énergique effectué peu après la prise (12 à 24 h).

Pour les ouvrages épais, ces précautions systématiques doivent être complétées par des dispositions spéciales :

- Pré-réfrigération du béton frais, obtenue par refroidissement artificiel des granulats et/ou de l'eau, ou même par substitution partielle de l'eau de gâchage par de la glace en paillettes ;
 - Post-réfrigération du béton au moyen de réseaux de serpentins noyés dans la masse, dans lesquels on fait circuler de l'eau réfrigérée.

En fin de construction des plots d'un barrage voûte, il est nécessaire de rendre la structure monolithique en remplissant les joints entre les plots au moyen d'un coulis de ciment ; cette opération très délicate appelée « clavage » est réalisée sous un contrôle très précis des pressions appliquées et des déformations qui l'accompagnent.

I.3.3. Les barrages en remblai

Les barrages en remblai de terre ont la grande qualité de s'accommoder de fondations meubles qui seraient incapables de supporter un ouvrage en béton ; cela permet d'équiper les sites dont le fond de vallée est garni, éventuellement sur de fortes épaisseurs (100 m ou plus), d'alluvions ou de roches décomposées, déformables et plus ou moins perméables. En première approche, une bonne règle générale est que la fondation d'un barrage doit disposer des propriétés, naturelles ou obtenues par traitement, au moins équivalentes à celles du corps du barrage qu'elles doivent recevoir.

Ils constituent donc une bonne solution lorsque des matériaux de qualité convenable sont disponibles à proximité immédiate. Leur défaut essentiel est une très grande vulnérabilité au déversement par-dessus leur crête, la ruine survenant très rapidement par érosion superficielle et interne de leur partie aval. Il convient donc de dimensionner très largement les organes de protection contre les crues qui leur sont associés, et d'être très prudents lorsqu'on n'est pas sûr des données hydrologiques en matière de crues.

I.3.4.1. Les barrages en terre

La conception d'un barrage en terre vise à satisfaire, en ayant recours aux matériaux naturels disponibles à proximité, les **conditions de stabilité** qui dépendent fortement de deux aspects essentiels :

- Le **contrôle des pressions interstitielles** à l'intérieur du remblai, dont on sait qu'elles influent fortement sur la stabilité statique du remblai lui-même, dès la période de construction ;
- Le **contrôle des circulations d'eau** à l'intérieur du remblai, où elles risquent de provoquer des érosions internes, peut-être encore plus dangereuses que les pressions, car les effets en sont souvent peu visibles jusqu'à la ruine.

Il est possible de concevoir et de construire des barrages en terre homogènes, c'est-à-dire constitués d'un seul matériau qui assure à la fois toutes les fonctions : étanchéité et stabilité ; quelques petits barrages sont construits ainsi, et leur stabilité est correcte au prix de pentes douces de leurs parements ; toutefois, dès que la hauteur dépasse la cinquantaine de mètres, il apparaît à la fois plus économique et surtout plus sûr de constituer un remblai « zoné », à l'intérieur duquel les différents matériaux sont organisés de manière rationnelle en fonction de leurs propriétés de perméabilité et de résistance mécanique. On verra ainsi apparaître les notions suivantes ([figure I.12](#)) :

- Le **noyau** : partie assurant l'étanchéité, disposée au centre ou parfois à l'amont ;
- Les **recharges** (amont ou aval) : parties construites avec des sols frottants, perméables de préférence, qui assurent la résistance et supportent le noyau ;
- Les **drains** : zones (souvent peu épaisses) de forte perméabilité, aptes à collecter les fuites donc à réduire les pressions interstitielles ;

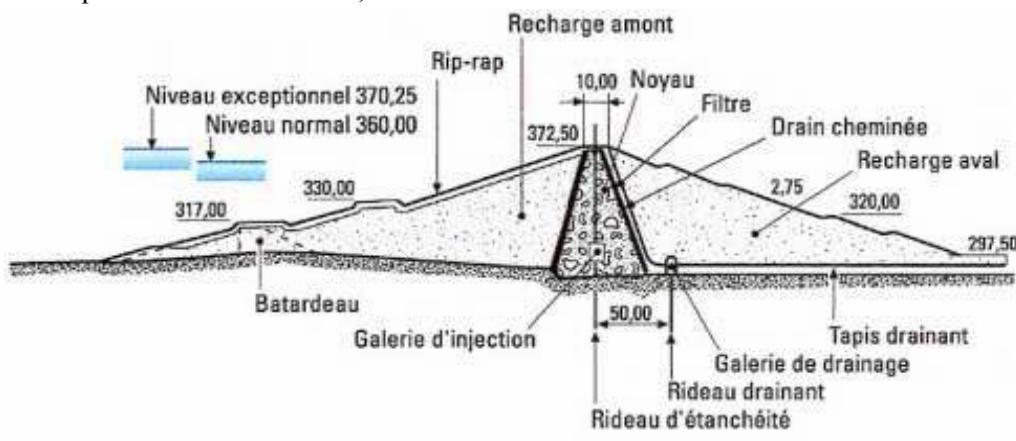


Figure I.12 – Barrage en terre de Hamman Debagh (Guelma, Algérie)

- Les **filtres** : zones (souvent peu épaisses) dont la granulométrie intermédiaire entre celles des parties voisines s'oppose aux migrations de particules sous l'action des écoulements et lutte donc contre l'érosion interne ;
- Le **rip-rap** : ce terme désigne une couche superficielle d'enrochements posée sur un remblai plus fin et le protégeant contre les vagues, les courants, etc.

I.3.4.1.1. Propriétés des matériaux de construction

A. Matériaux pour les noyaux

Les propriétés recherchées sont : étanchéité – déformabilité – compactibilité.

Il s'agit donc de sols qui contiennent une forte proportion de particules fines et, sauf cas particuliers, pas de gros éléments ([figure I.13a](#)). Une propriété importante est l'**indice de plasticité** I_p ($I_p = W_L - W_P$), qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau et est idéalement compris, pour les terres à noyau, entre 15 et 25 % (mais on peut, moyennant des précautions spéciales, employer des matériaux ayant des I_p compris entre 0 et 60 %).

On étudie les caractéristiques du matériau tel qu'il sera en place en le préparant en laboratoire selon une procédure de compactage normalisée « Proctor normal » ; les courbes de compactage indiquent le poids volumique du sol sec γ_d obtenu pour une énergie de compactage normalisée standard en fonction de la teneur en eau W ; ces courbes présentent un optimum qu'il faut s'efforcer d'obtenir : trop sec, le sol se plastifie mal pendant le compactage ; trop humide, l'eau occupe un volume non réductible, ce qui exige du temps) et, de plus, le compactage engendre des pressions interstitielles excessives, nuisibles à la stabilité ; en pratique l'optimum se situe, pour des argiles, entre 10 et 20 %.

Les caractéristiques mécaniques de **résistance au cisaillement** sont mesurées au laboratoire sur des moussages compactés :

- **En contraintes totales** : $\tau = c + \sigma \tan \varphi$: La cohésion c est l'angle de frottement interne φ sont mesurés à l'appareil triaxial ou à la boîte de cisaillement suivant les modes non drainés (UU ou CU) simulant au mieux les conditions devant exister dans le remblai, ce qui est souvent imprécis ;
- **En contraintes effectives** : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$: La cohésion c' est l'angle de frottement interne φ' sont alors mesurés suivant des conditions drainées (CD) ou non drainées (CU) avec, dans ce cas, mesure de la pression interstitielle u .

B. Matériaux pour les recharges

Les propriétés recherchées sont : résistance mécanique – perméabilité – facilité de mise en place.

Il faut impérativement se satisfaire des matériaux disponibles sur le site même car le transport représente une part importante du coût ; à défaut, on se repliera sur des variantes.

Les propriétés sont mesurées de la même manière que pour les terres à noyau, avec les nuances suivantes ([figure I.13a](#)) :

- Lorsque la proportion d'éléments fins est faible, les pressions interstitielles ne se développent pas, ce qui rend les essais plus faciles et plus rapides ;
- En revanche, la présence de gros éléments impose de réaliser les essais sur des échantillons plus gros : triaxial de diamètre 400 mm pour des éléments jusqu'à 80 mm ; ces essais sont coûteux et les équipements rares. Au-delà de ces dimensions, on doit se contenter de déduire les propriétés du matériau étudié à partir des propriétés obtenues en enlevant les gros éléments ; cette procédure est relativement imprécise. La vérification des propriétés réelles en place, au moyen d'essais *in situ*, revêt alors une importance capitale ; mais même ce recours est pratiquement impossible pour les remblais de gros enrochements.

En général les alluvions propres ont un angle de frottement interne φ' compris entre 35 et 45°. À noter que la perméabilité forte est surtout intéressante pour la recharge amont, dans laquelle se trouvent ainsi réduites les pressions interstitielles de vidange rapide ; des matériaux plus mélangés peuvent être admis dans la recharge aval où ce problème ne se pose pas.

C. Matériaux classés pour les filtres et les drains

Pour ces matériaux, on recherche une composition granulométrique bien définie qu'on trouve rarement dans la nature ; ils sont donc fabriqués en quantité juste nécessaire à partir d'alluvions ou d'enrochements de carrière ([figure I.13b](#)) ; la préparation comprend successivement les opérations de concassage, triage (sur des cribles vibrants arrosés), et enfin un lavage énergique toujours nécessaire pour éliminer les éléments fins en excès.

D. Matériaux spéciaux de protection de surface

La surface des remblais en terre doit en général être protégée des actions extérieures, notamment du côté amont où les vagues de la retenue exercent une agression active. La protection amont est en général assurée par le **rip-rap** : c'est une couche d'enrochements ([figure I.13b](#)) posés sur un filtre de transition ; la taille des blocs, qui dépend de la hauteur des vagues et de la pente du talus, peut dépasser 1 m.

Pour la fabrication des filtres, des drains et du rip-rap, on évite pour des raisons évidentes d'employer les matériaux altérables comme les marnes ou les schistes, dont les éléments se brisent sous l'action du

compactage ou même seulement en milieu humide, et qui ne permettent donc pas d'obtenir une granulométrie définie stable.

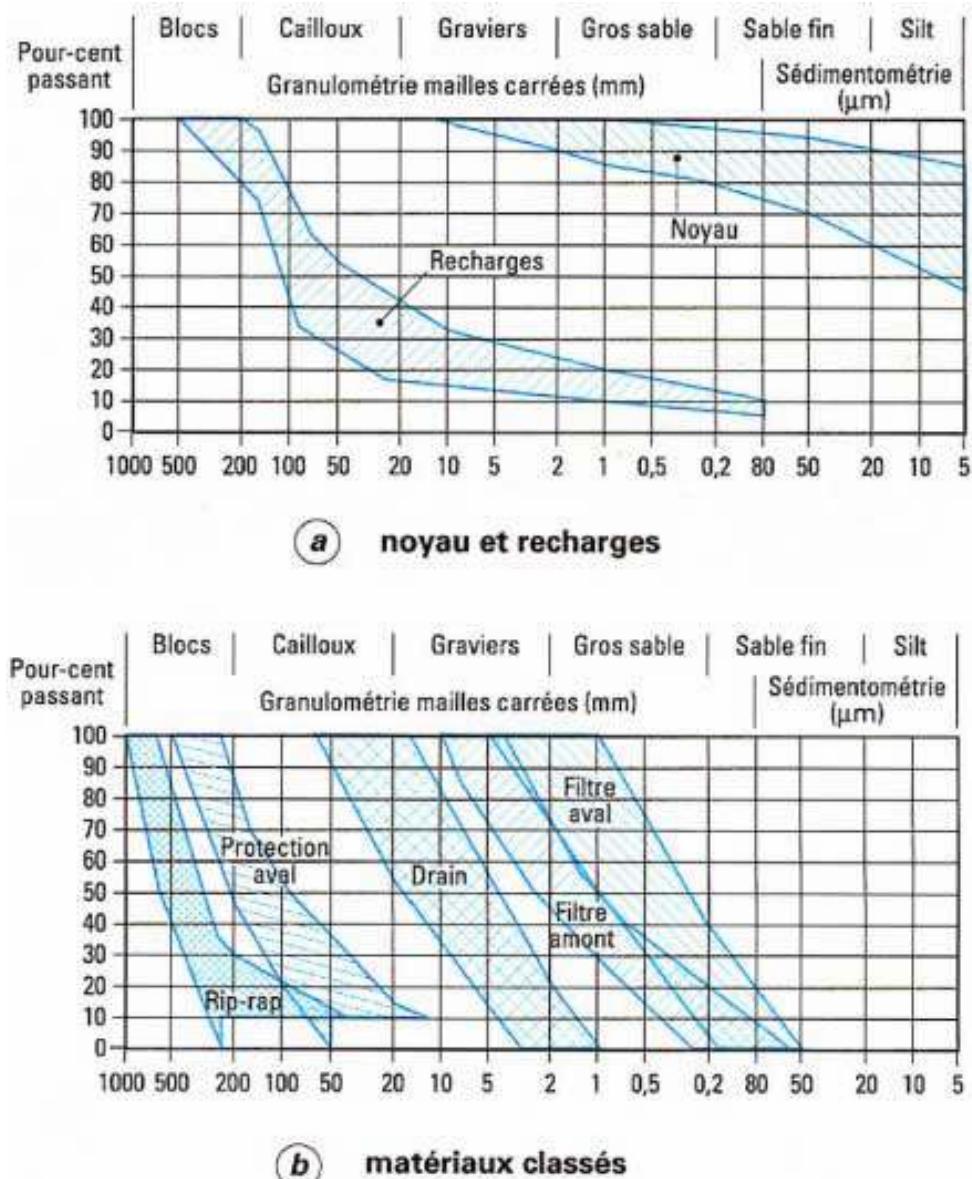


Figure I.13 – Granulométrie des matériaux de construction d'un barrage en remblai

I.3.4.1.2. Stabilité et dimensionnement

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols ; les plus courantes sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu. Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies.

Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la **pression interstitielle** qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- En raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- En conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité. Plusieurs **configurations** doivent être **analysées** :

- État **normal en service**, retenue pleine : le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérés ; le champ de pression intersticielle est calculé par un réseau d'écoulement à travers le barrage (et sa fondation) en tenant compte des diverses perméabilités ;
- Fin de **construction** : pas encore d'action de la retenue, mais les pressions intersticielles sont élevées car les surpressions dues à la construction ne sont pas encore dissipées ; cas souvent dimensionnant pour le talus aval ;
- Fin de **vidange rapide** : après une baisse brusque de la retenue, les pressions intersticielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées et déstabilisent le remblai vers l'amont ; ce cas est souvent dimensionnant pour le talus amont ;
- État **normal en service pendant un séisme** : s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à 50 % de l'accélération prévue au niveau du rocher.

À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

- 1,5 pour les conditions normales de service ;
- 1,3 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,0 pour le séisme maximal probable (récurrence 10 000 ans) étudié avec la méthode pseudostatique.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions intersticielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression intersticielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du barrage.

En complément des analyses de stabilité fondées sur l'équilibre des forces, les méthodes d'analyse numérique par éléments finis permettent de calculer les déformations des remblais sous diverses sollicitations, en tenant compte directement de la rhéologie des sols, de l'effet des pressions intersticielles, de la saturation partielle, de la consolidation après construction, etc.

Plus complexes de mise en œuvre et plus exigeantes en matière d'essais sur les matériaux, elles peuvent prédire les variations de pression intersticielle ([figure I.14](#)), permettent de détecter les risques de fracturation hydraulique du noyau, risque survenant lorsque la pression intersticielle excède la contrainte totale mineure.

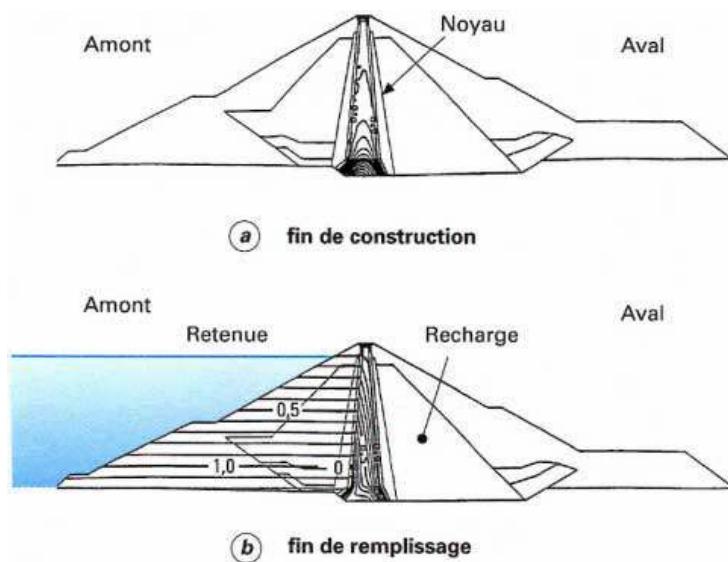


Figure I.14 – Pressions intersticielles dans un remblai (calcul par éléments finis)

I.3.4.1.3. Drainage interne du remblai

On a vu l'intérêt de contrôler et de réduire les pressions interstitielles afin d'améliorer les conditions de stabilité globale ; cela est réalisé en plaçant à l'intérieur du remblai des zones de forte perméabilité, appelées drains ; de manière classique, on trouve dans presque tous les remblais :

- Le **drain cheminé**, nommé ainsi car il est disposé quasi verticalement à l'aval du noyau (ou bien vers le centre d'un remblai homogène) ; son épaisseur est souvent de l'ordre de 3 m pour des raisons constructives ;
- Le tapis **drainant aval**, qui couvre la moitié aval de la fondation à partir de la base du noyau et conduit les fuites jusqu'au pied aval ; son épaisseur minimale est de 50 cm, souvent plus.

La capacité de ces drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber, sans mise en pression sensible, les débits provenant non seulement de la percolation à travers le noyau, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir soit d'une fissure du noyau (créée par fracturation hydraulique ou par tassement différentiel), soit d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou un autre organe ; les drains sont donc des organes de sécurité. Leur débitance est aisément calculable à partir de la **perméabilité des matériaux drainants**, laquelle est connue :

- En première approche, par la formule de Sherard, applicable aux matériaux granulaires à granulométrie relativement étroite :

$$K = 3\ 500 (D_{15})^2$$

Avec **K (m/s)** coefficient de perméabilité de Darcy ($V = Ki$; avec i gradient hydraulique),
 D_{15} (cm) dimension des grains de la fraction à 15 % du drain

- En contrôle, par des essais de laboratoire et de chantier.

La perméabilité est fortement influencée par la propreté, c'est-à-dire la teneur en éléments fins ($D < 0,08$ mm par convention) qui ne devrait pas dépasser 2 à 3 %.

On considère qu'un matériau D est apte à jouer un rôle de drain par rapport à un autre matériau voisin B (c'est-à-dire que le contraste de perméabilité entre les deux est grand) lorsque la règle granulométrique suivante est respectée :

$$D_{15} > 5B_{15} \text{ (exemple, figure 2)}$$

Avec **D_{15} (mm)** dimension de la fraction à 15 % du matériau drain,
 B_{15} (mm) dimension de la fraction à 15 % du matériau à drainer.

En pratique, on est amené à dimensionner très largement les drains pour permettre à ceux-ci d'absorber les débits, potentiellement très forts, provenant d'une fissure accidentelle du noyau.

I.3.4.1.4. Lutte contre l'érosion interne : les filtres

Si l'on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme la terre à noyau, l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides intergranulaires du drain et on obtiendrait une érosion interne nommée renard ; ce phénomène est d'autant plus dangereux qu'il est accéléré : le début de l'érosion diminue la perméabilité, donc augmente la vitesse de l'eau, ce qui accroît la vitesse d'érosion ; une amorce de renard, même très tardive, peut difficilement être stoppée si elle n'est pas traitée dès les premiers symptômes.

La solution préventive consiste à disposer des « filtres » entre des matériaux dont les granulométries sont très contrastées : ce sont des matériaux de granulométrie intermédiaire, choisie de telle sorte que les grains du matériau fin amont ne puissent pénétrer les vides intergranulaires du matériau filtre.

Les règles de dimensionnement des filtres indiquées ci-après résultent de recherches récentes et sont maintenant appliquées pour tous les ouvrages neufs. Dans ce qui suit, d_{xx} représente le diamètre des grains du matériau à protéger passant à $xx\%$, et D_{xx} représente le diamètre des grains du filtre passant à $xx\%$; ces

valeurs sont calculées sur la fraction des matériaux inférieure à 4,75 mm ; les règles dépendent de la nature du matériau à protéger :

- Silt ou argile (plus de 85 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq 9 d_{85} \quad (\text{Mais si } 9 d_{85} < 0,2 \text{ mm, prendre } D_{15} = 0,2 \text{ mm})$$

- Sable fin ou silt argileux (40 à 85 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq 0,7 \text{ mm}$$

- Sable ou gravier silteux ou argileux (15 à 39 % inférieurs à 0,075 mm) :

$$D_{15} \leq \frac{40 - A}{40 - 15} (4d_{85} - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$$

Avec A pourcentage passant au tamis de 0,075 mm ; cette règle est à vérifier pour toute fraction granulométrique avec le d_{85} correspondant (mais si $4 d_{85} < 0,7$ mm, prendre $D_{15} = 0,7$ mm)

- Sables et graviers avec moins de 15 % inférieurs à 0,075 mm :

$$D_{15} \leq 4 d_{85}$$

(Dans ce dernier cas, le d_{85} correspond à la granulométrie complète du matériau de base)

Un filtre doit donc être dimensionné en fonction du matériau qu'il doit soutenir ; il doit pouvoir être mis en place de manière homogène, sans ségrégation ; pour cela, sa granulométrie doit être étroite et respecter la règle suivante ([tableau I.1](#)) :

Tableau I.1 – règle de granulométrie à respecter dans le choix du filtre

D_{90} minimal (mm)	D_{10} maximal (mm)
< 0,5	20
0,5 à 1,0	25
1,0 à 2,0	30
2,0 à 5,0	40
5,0 à 10	50
10 à 50	60

En pratique, on place toujours un filtre entre le noyau et son drain cheminée aval, et parfois aussi entre les drains et les recharges adjacentes.

Des filtres sont également à prévoir au contact entre le remblai et la fondation, lorsque la granulométrie de celle-ci apparaît critique vis-à-vis des règles ci-avant. On peut enfin en placer le long de la face amont du noyau, pour éviter la migration de fines vers l'amont à l'occasion des baisses du plan d'eau ; mais on se contente aussi d'un matériau de transition à granulométrie intermédiaire.

I.3.4.1.5. Traitement des fondations

Il est toujours nécessaire de maîtriser les sous-pressions dans la fondation afin d'en contrôler la stabilité ; cela conduit, la plupart du temps, à installer un **drainage** de la fondation à l'aval (surtout dans le cas des fondations meubles) ; le tapis drainant du remblai, déjà mentionné, joue ce rôle ; il est parfois complété par des **puits de décharge** forés au pied aval du remblai.

Il faut souvent, pour éviter la saturation du drainage et limiter les fuites, **étancher la fondation**, et en particulier y neutraliser les cheminements préférentiels d'eau qui pourraient entrer en contact avec le remblai ; cela est réalisé en général de deux manières qui se complètent :

- À proximité des organes sensibles du remblai (noyau, filtres proches) par un traitement superficiel : obturation des vides et fissures par du mortier, puis injections systématiques en dessous ;

- Création d'une coupure étanche dont le sommet doit, bien entendu, être raccordé au noyau : il s'agit soit de voiles d'injection (souvent à plusieurs lignes), soit encore de parois moulées, réalisées en béton plastique pour s'accommoder des mouvements consécutifs à la construction du remblai.

Une variante consiste à placer un « tapis » étanche sur le fond de la retenue, jusqu'à une certaine distance qui dépend de la perméabilité de la fondation ; ce tapis doit bien entendu être raccordé au noyau du barrage.

I.3.4.2. Les barrages en enrochements à noyau interne

L'utilisation d'enrochements pour constituer les recharges d'un barrage en remblai présente de nombreux avantages :

- Leur angle de cisaillement plus élevé (37 à 50°) autorise des pentes de talus plus fortes (si toutefois la fondation le permet aussi), donc une réduction du volume total à mettre en œuvre ;
 - Leur forte perméabilité réduit les problèmes de pression interstitielle ;
 - Mis en place selon les méthodes modernes (c'est-à-dire non pas seulement déversés et arrosés, mais fortement compactés avec des compacteurs vibrants lourds), ils sont alors peu compressibles et ne donnent lieu qu'à des tassements réduits après construction (5 fois moins que pour les enrochements non compactés).

Les enrochements sont en général extraits d'une carrière de roche saine, de façon à obtenir une « blocométrie » (granulométrie) qui peut atteindre, voire dépasser, le mètre.

Une telle variante pose néanmoins des **problèmes** dont les principaux sont :

- Une plus forte sollicitation de la fondation, du fait des talus plus raides ; de ce fait, il est déconseillé de placer des enrochements sur une fondation de faibles propriétés mécaniques ;
 - La nécessité de prévoir des filtres ou « transitions » plus abondantes puisque les contrastes de granulométrie sont accentués ;
 - La nécessité d'une bonne matrice rocheuse, faute de quoi les humidifications et dessiccations successives subies par les enrochements (de la recharge amont notamment) occasionnent l'attrition des arêtes et, donc, des tassements qui peuvent être dommageables ;
 - L'état de contraintes dans le noyau argileux, empêché de tasser par les recharges trop raides, peut favoriser la fracturation hydraulique ;
 - Enfin, il faut mentionner la difficulté matérielle de déterminer les caractéristiques mécaniques des enrochements, pour les raisons évidentes liées à la taille des éléments.

La figure I.15 présente la coupe type du barrage du Mont-Cenis dans les Alpes.

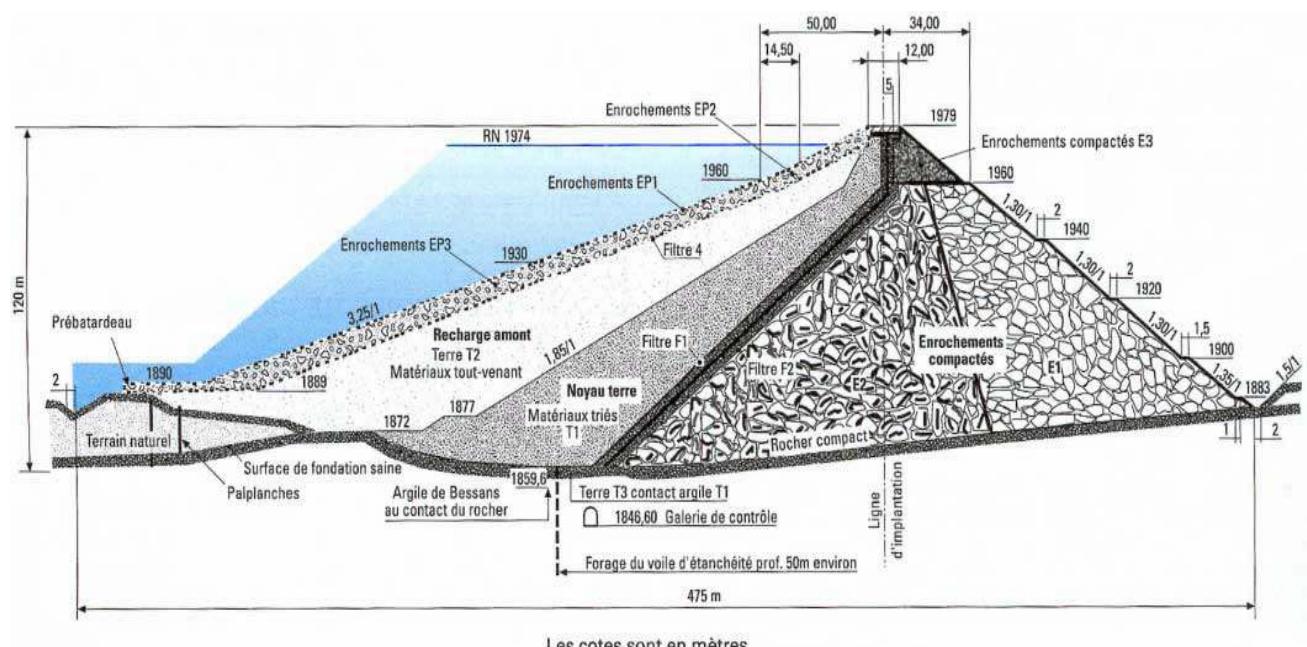


Figure I.15 – Barrage en enrochements du Mont-Cenis (France)

I.3.4.2.1. Étanchéités internes artificielles

L'absence de terre à noyau a parfois fait adopter une technique particulière, qui consiste à placer à l'intérieur d'un remblai **une paroi étanche** sensiblement verticale. À titre d'exemple, le barrage de Storglomvatn en Norvège ([figure 1.16](#)) comporte un noyau de béton bitumineux de 1 m d'épaisseur environ ; cette paroi a été construite au fur et à mesure du remblai, sous forme de couches minces (20 cm) superposées.

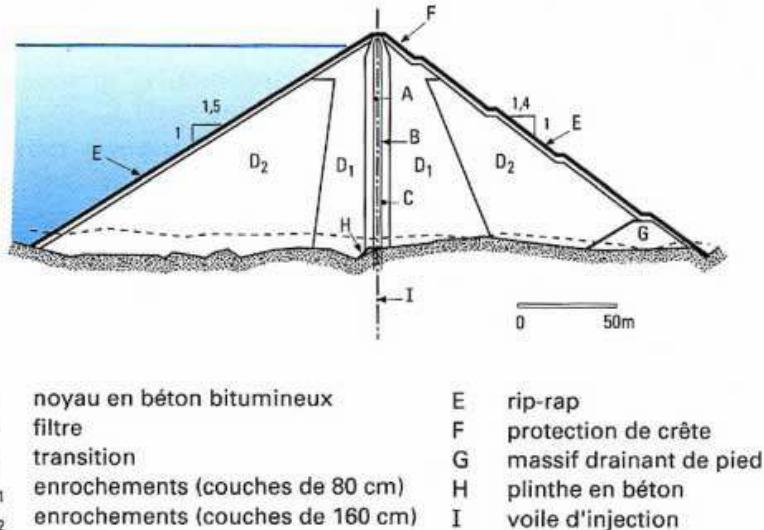


Figure I.16 – Barrage à noyau bitumineux de Storglomvatn (Norvège)

Une autre technique peu répandue consiste à mettre en place, à travers le remblai terminé, une **paroi moulée en béton plastique** qui rejoint, voire pénètre, la fondation.

Ce genre de réalisations pose toutefois des problèmes de fiabilité du drainage aval, d'autant plus nécessaire que les parois minces sont sensibles aux tassements différenciés et peut-être aux secousses sismiques.

I.3.4.2.2. Barrages à masque amont

Dans les barrages à masque, l'étanchéité est assurée par un organe placé à la surface du parement amont ; le remblai ne joue plus que le rôle de support et se trouve, en principe, à l'abri de l'eau de la retenue.

Les **masques en béton de ciment** (figure I.17) sont constitués d'une dalle mince (30 à 80 cm) de béton armé, avec très peu de joints ; mieux adaptés aux pentes fortes, et sensibles aux tassements, ils ne peuvent être posés que sur des remblais en enrochements compactés et sur des fondations rocheuses ;

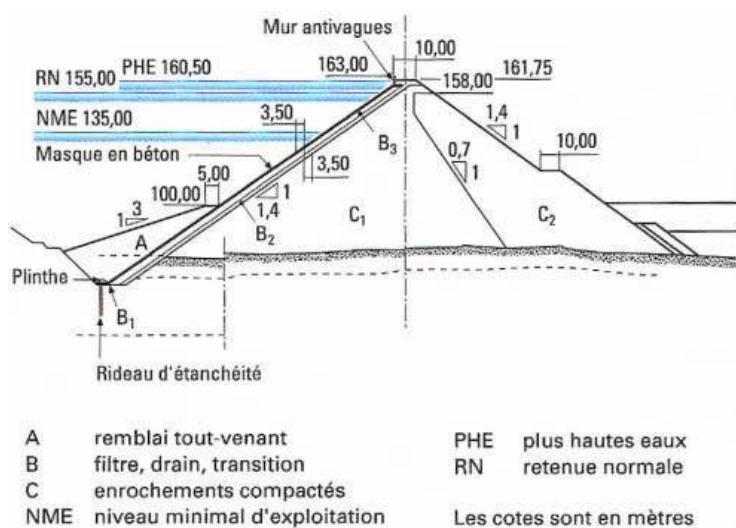


Figure I.17 – Barrage à masque en béton de Khao Laem (Thaïlande)

Cette solution connaît actuellement un développement important dans le monde, pour des ouvrages de toutes hauteurs qui dépassent 200 m.

Les **masques en béton bitumineux** ([figure I.18](#)) sont constitués de deux ou trois couches d'enrobés compactés, plus riches en bitume (7 à 9 %) que les enrobés routiers, ce qui leur confère à la fois une bonne étanchéité et une déformabilité contrôlée ; les pentes ne doivent pas être plus raides que $2h/1v$ (h : horizontale, v : verticale), ce qui permet de les associer à un remblai de terre.

De telles solutions se rencontrent principalement en Europe pour des hauteurs inférieures à 100 m.)

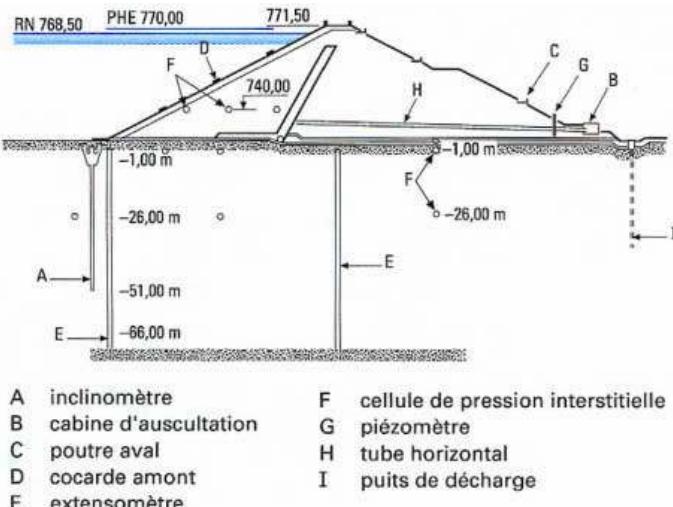


Figure I.18 – Barrage à masque bitumineux du Verney (France)

Citons pour terminer les étanchéités superficielles amont constituées par des **géomembranes** ou des **feuilles étanches préfabriquées** à base de bitume, plastiques, élastomères, ou combinaisons de ces produits ; ces solutions sont réservées jusqu'à présent à des ouvrages de hauteur modérée ; ces étanchéités doivent être protégées des agents extérieurs divers par une couche superficielle naturelle (transition, petits enrochements) ou artificielle (géotextiles, dalles...).

CHAPITRE II

- LES PONTS -

CHAPITRE II : LES PONTS

II.1. Introduction

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux aux performances rigoureusement contrôlées et sans cesse accrues, au développement de méthodes de construction à la fois rapides et précises, à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles aux dimensions parfois proches de la démesure, à des moyens de calcul permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués.

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art : il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité.

En ce qui concerne la résistance structurale, ce niveau est normalement garanti par le respect de règles, mais le seul respect de règles ou de normes n'est pas suffisant : l'étude de la stabilité de certains grands ponts conduit l'ingénieur à en étudier de plus en plus systématiquement, en dehors de toute codification, le comportement dynamique sous l'effet d'actions telles que celles du trafic porté, du vent ou d'un éventuel séisme, et donc à définir lui-même les marges de sécurité de la structure qu'il conçoit.

II.2. Définition d'un Pont

Un pont est un ouvrage en élévation, construit *in situ*, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). On distingue les différents types d'ouvrages suivants :

- **Ponceau ou dalot** : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- **Viaduc** : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- **Passerelle** : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier.

II.3. Différentes parties d'un pont

Un pont se compose des parties suivantes ([figure II.19](#)) :

- Le **tablier** : élément résistant portant la voie ;
- Les **appuis** : appuis intermédiaires, appelés **piles**, et appuis d'extrémités, appelés **culées**, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire **d'appareils d'appui**, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.)
- Les **fondations** : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une **travée** et la distance entre deux appuis consécutifs, la **portée** de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'**ouverture** qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la **longueur** du pont.

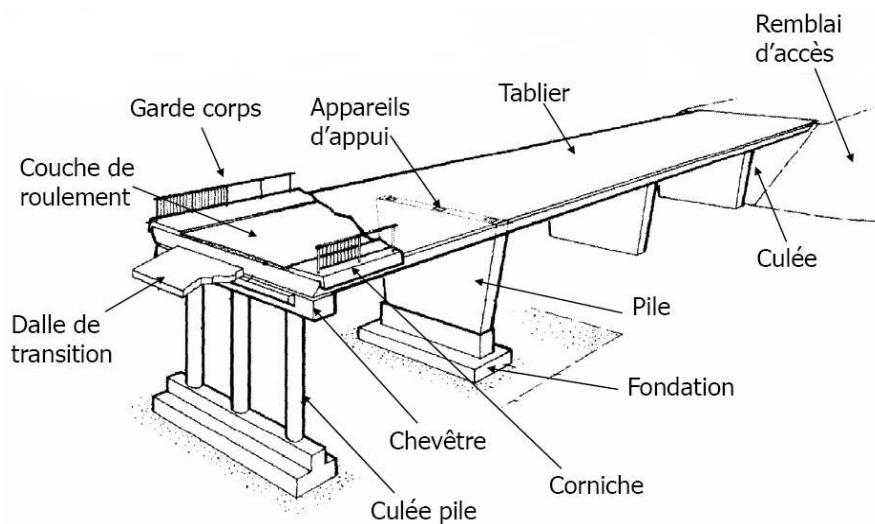


Figure II.19 – Différentes parties d'un pont

II.4. Présentation des grandes catégories de structures

Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit. On distingue ainsi les ponts à poutres, les ponts en arc et les ponts à câbles.

II.4.1. Ponts à poutres

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales (figure II.20). Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des parties en console. Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont et des entretoises. Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

Cependant, dans le sens transversal, plusieurs conceptions sont possibles : la dalle peut être :

- **Pleine**, en général d'épaisseur constante, avec ou sans encorbellements latéraux ;
- **Élégie** : la présence d'évidements longitudinaux dans la masse de béton permet un gain de poids propre ;
- **Nervurée** : elle peut être simplement nervurée (une seule nervure avec encorbellements latéraux), ou multinervurée avec un hourdis intermédiaire entre les nervures.

Selon les portées, l'épaisseur de la dalle peut être constante ou variable dans le sens longitudinal.



Figure II.20 – Pont à poutres (Pont sur oued Kissir, Jijel- Algérie)

II.4.2. Ponts en arc

Pour ces ouvrages ([figure II.21](#)), dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la **poussée**. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m).

Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur ([figure II.21](#)), pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.

Les **ponts à bêquilles** (verticales ou obliques) et les **portiques** peuvent être rattachés à la famille des arcs ([figure II.22](#)).

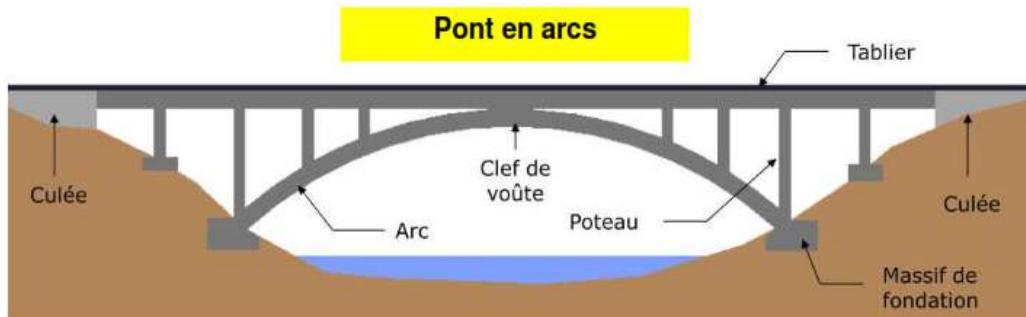


Figure II.21 – Représentation schématique d'un pont en arc à tablier supérieur

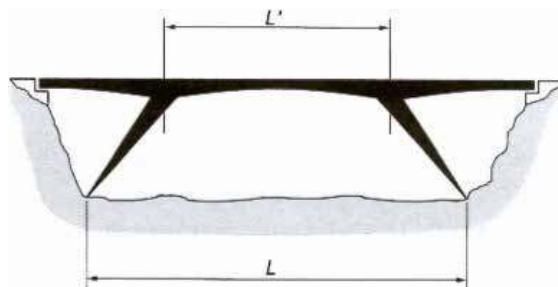


Figure II.22 – Représentation schématique d'un pont à bêquilles

II.4.3. Ponts à câbles

Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées.

On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement : les **ponts suspendus** et les **ponts à haubans**.

- Les **ponts suspendus** sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes ([figure II.23](#)). Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.
- Les **ponts à haubans** sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans ([figure II.24](#)).

Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans.

Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.

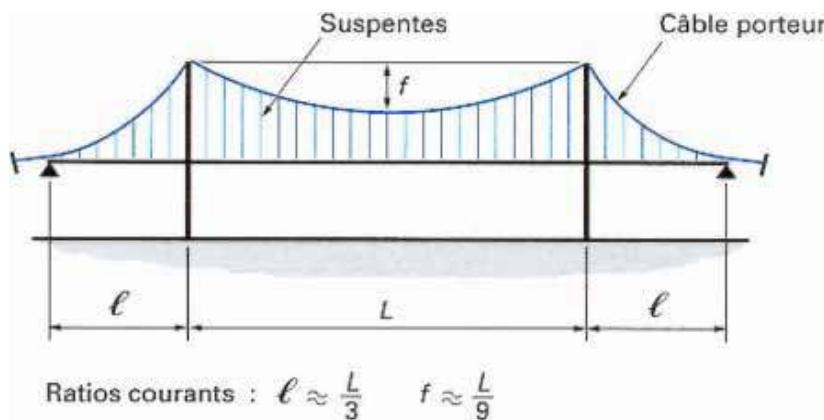


Figure II.23 – Élévation schématique d'un pont suspendu

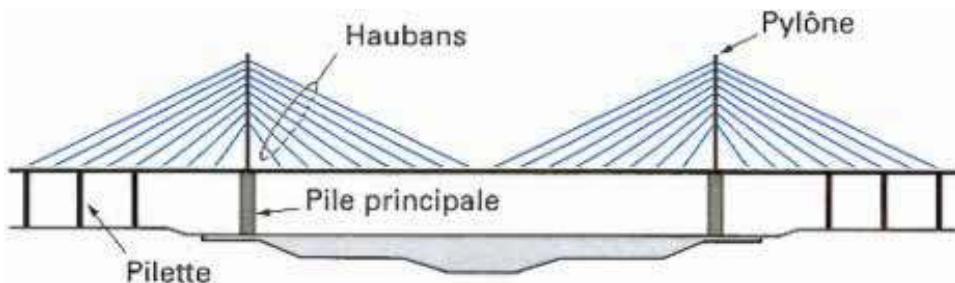


Figure II.24 – Schéma de principe d'un pont à haubans

II.5. Démarche du concepteur

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi ;
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques ;
- L'étude de détail de la solution retenue.

II.5.1. Recueil des données de l'ouvrage

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement. Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées ci-après.

II.5.1.1. Implantation et caractéristiques d'ensemble de l'ouvrage

L'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe. S'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix du type d'ouvrage.

Les questions de biais et de courbure doivent être examinées avec attention. En règle générale, les grands ouvrages doivent, dans la mesure du possible, être projetés droits : un biais, même modéré, complique l'exécution et induit un fonctionnement mécanique qui peut s'écarte sensiblement des modèles de calcul de la résistance des matériaux classique.

Enfin, la question de la longueur du pont doit être posée : les progrès accomplis dans l'exécution des terrassements ont bouleversé les données de la comparaison entre le coût d'un pont et celui d'un remblai et, en l'absence de contraintes majeures d'ordre esthétique ou hydraulique, le remblai constitue le plus souvent la solution la moins chère.

II.5.1.2. Recueil des données naturelles

La visite des lieux par l'ingénieur est une étape essentielle du projet. Les principaux renseignements à recueillir sur place sont évoqués ci-après.

➤ Topographie

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages, etc.

➤ Hydrologie

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, il est indispensable d'en connaître le régime : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles. Mis à part les chocs, le plus grand danger réside dans les affouillements. Il convient d'évaluer la hauteur d'affouillement potentielle au voisinage des appuis et de limiter autant que possible le nombre des appuis en site aquatique.

➤ Données géotechniques

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations. Une étude insuffisante peut entraîner des modifications du projet ou des renforcements de la structure déjà exécutée très onéreux si le sous-sol est de nature différente de celle attendue.

Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage. Il doit d'abord les faire aux emplacements probables des appuis et recueillir les sondages qui auraient déjà été faits dans le voisinage.

➤ Actions naturelles susceptibles de solliciter un pont

Outre l'action d'un cours d'eau mentionnée plus haut, les autres actions naturelles susceptibles de solliciter un pont sont des actions directes comme celles du vent, dont la force peut être accrue dans le cas d'une vallée encaissée, de la neige et de la glace, des séismes, de la houle dans le cas du franchissement d'un estuaire ou d'un bras de mer, et des actions indirectes comme celles des embruns et, de façon générale, les actions physico-chimiques du milieu environnant.

Vis-à-vis de ces dernières, des dispositions constructives appropriées (enrobage des aciers passifs, choix d'un béton à hautes performances) doivent être examinées en détail.

II.5.1.3. Données fonctionnelles

Afin de ne rien omettre, il convient de dresser à l'avance la liste des données indispensables pour entreprendre l'étude ; cette liste comprend le tracé en plan, le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs, le profil en long, les charges d'exploitation, normales et exceptionnelles, les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable), la qualité architecturale, les sujétions de construction, qui peuvent être de nature très variée (délais de construction, coût relatif de la main d'œuvre et des matériaux, disponibilité des granulats et du ciment, etc.).

II.5.2. Choix du type d'ouvrage

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

La portée d'un ouvrage à une seule ouverture, ou la portée déterminante (c'est-à-dire la plus longue) d'un ouvrage à plusieurs ouvertures, est un facteur déterminant du type d'ouvrage, bien qu'elle constitue souvent elle-même l'un des éléments principaux du choix. Nous passons en revue, en classant les ouvrages par portée croissante, les différents types de ponts.

II.5.2.1. Ouvrages de portée modeste (jusqu'à 30 m de portée principale)

Petits passages sous remblai, utilisés surtout comme ouvrages de décharge hydraulique

Dans la gamme des très faibles portées (jusqu'à 5 ou 6 m) plusieurs types d'ouvrages sont envisageables :

- Les **ponceaux voûtés massifs en béton** : fondés sur semelles si le terrain est rocheux ou sur radier en béton armé dans le cas contraire, ils constituent une solution simple et robuste et peuvent supporter des remblais de forte hauteur (toujours supérieure à 1 m) ;
- Les **passages inférieurs en voûte mince** : ils sont constitués d'éléments préfabriqués et sont considérés comme des ouvrages courants jusqu'à 9 m d'ouverture (D_i) à condition que la hauteur de couverture du remblai reste inférieure à 7 m et que le rapport de leur hauteur (V_i) à leur ouverture soit compris entre 0,6 et 1 (figure II.25) ;
- Les **buses métalliques** : elles peuvent fournir une solution compétitive dans la gamme des portées allant de 2 à 6 m (elles peuvent atteindre une dizaine de mètres d'ouverture). L'exécution des remblais doit être particulièrement soignée et les conditions de durabilité examinées avec attention.

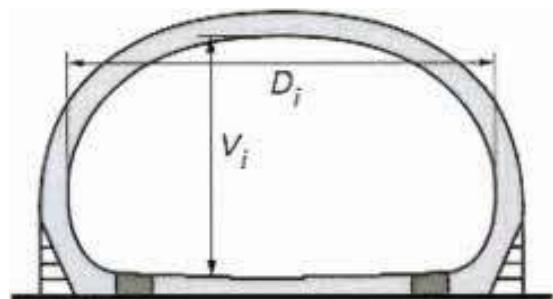


Figure II.25 – Coupe schématique d'une buse matière

▪ Cadres et portiques

Une solution, qui convient bien dans le cas d'un remblai de faible hauteur, est celle du pont-cadre en béton armé, complété par des murs en aile ou des murs en retour. Le domaine d'emploi du cadre fermé couvre des ouvertures allant de 5 à 12 m environ. Les portiques simples sont couramment utilisés pour former des passages inférieurs, notamment sous les autoroutes, pour des ouvertures variant de 10 à 18 m.

▪ Ponts-dalles

Pour des ouvrages à plusieurs ouvertures de portées modestes, c'est la solution la plus courante. La dalle peut être en béton armé pour des portées allant jusqu'à une quinzaine de mètres et en béton précontraint pour des portées déterminantes allant jusqu'à une trentaine de mètres.

▪ Ponts à poutres

Dans une gamme de portées comparable à celle des ponts-dalles, les travées formées de **poutres en béton armé ou précontraint** peuvent se révéler d'un emploi économique ; les poutres précontraintes par pré-tension, peuvent constituer une solution intéressante dans le domaine des ponts. Elles couvrent une gamme de portées déterminantes assez étendue, allant de 15 à 30 m environ, et se mettent en œuvre aisément en laissant dégagée la voie franchie, alors que la dalle exige des étalements qui peuvent constituer une contrainte importante, par exemple pour la construction d'une autoroute. Cependant, ces poutres sont moins robustes qu'une dalle massive vis-à-vis d'un choc accidentel de camion hors gabarit : il convient d'en tenir compte si l'on craint des chocs de véhicules.

▪ Ponts à béquilles

Pour certains franchissements encaissés, on peut également réaliser des ponts à béquilles obliques. Lorsqu'ils sont bien conçus, ces ouvrages sont esthétiques et s'intègrent très harmonieusement dans le paysage, mais la complexité de leur coffrage renchérit notablement leur coût de construction.

II.5.2.2. Grands ouvrages en béton précontraint (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante)

La panoplie des solutions en béton précontraint comprend :

- Les **dalles nervurées**, construites sur cintre, dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres ;
- Les **ponts à poutres précontraintes par post-tension**, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m ;
- Les **ponts-caissons mis en place par poussage unilatéral** ou bilatéral (portée déterminante usuelle comprise entre 35 et 65 m) ;
- Les **ponts-caissons construits en encorbellement**, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 140 m, mais dont le domaine d'emploi peut aller au-delà de 200 m de portée déterminante.

Pour les franchissements de grande longueur sans sujétions particulières de fondations, les viaducs formés de travées indépendantes à poutres préfabriquées peuvent constituer une solution économique, en concurrence avec un pont poussé si les caractéristiques géométriques du tracé de la voie portée s'y prêtent. Les ponts à poutres précontraintes sont robustes et faciles à construire.

Pour des ouvrages urbains, où l'épaisseur du tablier doit être aussi faible que possible, des poutres-caissons ([voir figure II.26](#)) continues, de profil transversal élancé, ont souvent été utilisées. Les poutres-caissons se prêtent bien à la mise en place par poussage, particulièrement intéressante en raison du matériel modeste qu'elle exige.

Les ponts en béton précontraint à travées continues construits en encorbellement sont utilisés lorsque l'on veut franchir de grandes portées. Ces ouvrages, aujourd'hui classiques, comportent des voussoirs préfabriqués ou coulés en place ; le choix entre ces deux types de voussoirs, correspondant à des modes de mise en œuvre différents, est dicté par des critères économiques et techniques. Les portées les plus courantes vont de 90 à 120 m, mais la portée maximale peut dépasser 200 m.

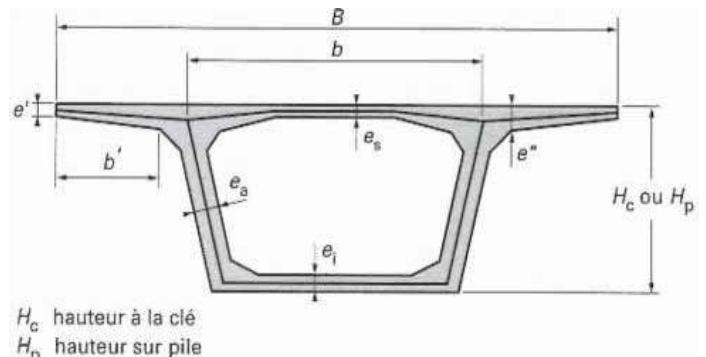


Figure II.26 – Caisson unicellulaire

II.5.2.3. Grands ouvrages métalliques (au-delà de 30 à 40 m de portée déterminante)

La panoplie des solutions métalliques comporte :

- Les **ouvrages à poutres latérales triangulées** ;
- Les **ossatures mixtes à couverture en béton armé**, dont la structure porteuse peut être constituée de poutres en I ou de caissons ;
- Les **ponts à dalle orthotrope**.

Au-delà de 30 à 35 m de portée déterminante, on peut recourir à une poutre à bêquilles (si le terrain permet d'encaisser aisément la poussée), à un tablier en ossature mixte (jusqu'à 90 m de portée environ en travée indépendante et 120 m de portée déterminante en poutre continue) ou à une poutre-caisson en acier sous chaussée.

II.5.2.4. Domaine des très grandes portées (au-delà de 300 m)

C'est le domaine d'emploi des **ponts en arc**, si la nature du sol permet de reprendre les poussées, et des **ponts à câbles**.

Les **ponts à haubans** sont actuellement susceptibles de couvrir les portées allant de 150 à 1000 m environ. Pour les portées supérieures à 1000 m, le **pont suspendu** reste encore le seul type envisageable. Le tablier est en acier, le plus souvent de section tubulaire, ce qui lui confère une bonne rigidité de torsion, et à dalle orthotrope en acier, afin de limiter la charge permanente.

II.6. Équipements des ponts

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- Sécurité des personnes et de la circulation ; ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières) ;
- Protection et maintien de la pérennité de la structure : ce sont en particulier l'évacuation des eaux, les perrés et surtout l'étanchéité ;
- Permettre un fonctionnement correct de la structure : ce sont les appareils d'appui et les joints de chaussée ;
- Rendre la circulation confortable : participent à cette fonction la chaussée, les dalles de transition, les joints de chaussée ; les corniches et les écrans acoustiques participent, quant à eux, au confort de vie des riverains ;
- Enfin, permettre la visite et l'entretien courant du pont : échelles, portes, passerelles, etc.

Enfin, il ne faut pas sous-estimer leur importance économique : ils représentent environ 13 % du coût total d'un pont au moment de sa construction et, surtout, 36 % de son coût d'entretien.

II.6.1. Étanchéité et couche de roulement

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie, eau de lavage et surtout eau chargée de sels anti-verglas) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé.

Pour cela, on recourt généralement à une **chape d'étanchéité** disposée sur la dalle de béton ou un complexe étanche sur les plateaux métalliques (plateaux orthotropes). Si la circulation est faible, une couche de 10 mm d'un mélange d'asphalte et de bitume peut donner de bons résultats. Si la circulation est importante, il faut recourir à des solutions plus élaborées (par exemple, chape épaisse en asphalte coulé, chape mince constituée d'un film adhérant au support, utilisation de feuilles préfabriquées, etc.). Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à l'exécution pour que la chape soit réellement imperméable et durable.

La **couche de roulement** qui vient au-dessus de la chape d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux de 4 à 5 cm d'épaisseur. Sur les itinéraires à forte circulation, il faut prévoir la possibilité d'ajouter une deuxième couche portant l'épaisseur totale à une dizaine de centimètres.

II.6.2. Joints de chaussée

Les joints de chaussée (ou de dilatation) sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type. Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur dues à la température ou aux effets différents dans le cas des structures en béton (retrait, fluage) et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis. La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.

Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure : on limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues.

L'agressivité dynamique du trafic routier endommage progressivement les joints par fatigue ; ils doivent donc être remplacés à intervalles réguliers. Suivant l'intensité de la circulation, il convient de choisir un joint léger (pour un trafic inférieur à 1000 véhicules lourds par jour), un joint semi-lourd (pour un trafic compris entre 1000 et 3000 véhicules lourds par jour) ou un joint lourd (plus de 3000 véhicules lourds par jour).

Les variations d'ouverture du joint sont dues essentiellement aux variations de longueur du tablier provoquées par la température, aux rotations sur appui du fait de la flexion du tablier, aux tassements éventuels, au retrait et au fluage des poutres en béton précontraint.

Le souffle à prévoir pour le joint, c'est-à-dire la différence d'ouverture entre la position la plus fermée et la position la plus ouverte, est de l'ordre de $5 \cdot 10^{-4}$ à $6 \cdot 10^{-4}$ de la longueur dilatable, ce qui correspond à une variation de température d'environ 50° C.

II.6.3. Dispositifs de retenue

Les dispositifs de retenue comprennent les garde-corps, les glissières et les barrières.

Les **garde-corps** ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

Les **glissières** sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides. Les glissières souples comportent des éléments linéaires portés par des poteaux : ces éléments linéaires reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique. Les glissières rigides, généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues : compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.

Enfin, les **barrières** sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction. On distingue les barrières normales, dimensionnées pour retenir un car de 12 t lancé à 70 km/h sous une incidence de 20°, et les barrières lourdes, qui doivent retenir un camion de 38 t également lancé à 70 km/h sous une incidence de 20°.

II.6.4. Corniches

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- En jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur ;
- En éloignant l'eau des parements verticaux ;
- Et en rattrapant les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives.

II.6.5. Appareils d'appui

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différenciées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles : les appareils d'appui en acier, spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et parfois pour les grands ponts) et les appareils d'appui spéciaux ou à pot.

Par le passé, il était fréquent de recourir à des appareils d'appui formés par une section rétrécie de béton traversée par des armatures passives (goujons) : ils portaient le nom d'appui « Freyssinet » : la section rétrécie de béton se plastifiait sous l'effet des rotations du tablier, mais de tels appuis avaient quand même une durée de vie limitée et leur remplacement par des appareils d'appui en caoutchouc fretté était souvent problématique (coupure des goujons en acier).

II.6.6. Évacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire : elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches caniveaux.

II.6.7. Autres équipements

On citera tout particulièrement les **dalles de transition**. Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai ; ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès.

Font également partie des équipements les **grilles centrales** qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

L'**éclairage** des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur ou dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

Enfin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dont l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être pris en compte dans les calculs.

II.7. Les fondations

II.7.1. Les fondations profondes

Lorsqu'on ne peut trouver à faible profondeur une couche de sol suffisamment résistante pour fonder superficiellement un appui de pont, on a recours dans la majorité des cas à une fondation profonde, qui peut être :

- Pieux carrés ou circulaires $D / B \geq 10$
- Puits : $4 \leq D/B < 10$
- Barrettes de parois moulées porteuses

La transmission des efforts entre les fondations profondes et l'appui se fait à l'aide d'une semelle de liaison. Les pieux peuvent être classés suivant :

- ✓ La nature du matériau constitutif : Béton armé, Béton précontraint, acier
- ✓ Le mode de réalisation et le type de sollicitation du sol.
 - a) Pieu mis en place par refoulement du sol (pieu battu)
 - b) Pieux mis en place par excavation du sol (pieu foré)

II.7.1.1. Pieux mis en place par refoulement du sol

Les deux principaux procédés de mise en œuvre sont le battage et le vibrofonçage.

- ⊕ Le battage consiste à foncer par percussion à l'aide d'un mouton coulissant sur un mât. Un élément préfabriqué dans le sol. La cadence de frappe varie entre 40 et 60 coups/min, le poids du mouton entre 10 et 100 KN et l'énergie de battage entre 30 et 160 MNm.
- Le battage est une technique de fonçage relativement économique dans les terrains peu compacts ou compressibles.
- Le battage d'un pieu engendre des contraintes de compression horizontales du sol sur tout son pourtour, il devient donc indispensable pour une semelle de faible dimension reposant sur un groupe de pieux de commencer le battage par les pieux du centre, et laisser au préalable une distance minimale entre deux pieux de 2 fois la largeur d'un pieu, pour éviter d'éventuelles déviations favorisées par les contraintes horizontales
- Le vibrofonçage est une technique relativement récente, elle est très rapide et spectaculaire, présentant les mêmes avantages et inconvénients que le battage. De plus, le vibrofonçage au voisinage des constructions existantes peut être dangereux pour leur intégration.

1. Pieux préfabriqués en Béton Armé « BA » ou Béton Précontraint « BP »

- Généralement de section modeste carré ou octogonale, plus rarement circulaire et ayant une longueur limitée à 15 m (en BA) et 30 m (en BP), terminée par un sabot métallique destiné à faciliter l'enfoncement.
- Spécialement conçue pour travailler en compression, leur ferraillage longitudinal est étudié en tenant compte de la flexion lors de la phase de manutention.
- La densité d'armature transversale est plus forte aux abouts du pieu (la pointe et le sommet), et pouvant constituer un fretteage.
- Les principaux inconvénients des pieux en béton armé sont :
 - Leur faible longueur pratique.
 - Leur difficulté de pénétration dans les couches plus ou moins compactes.
 - Lorsque la pointe rencontre un obstacle dur, elle peut glisser sur ce dernier engendrant une flexion du pieu conduisant à sa rupture.
 - Leur faiblesse à reprendre des moments fléchissant en tête ou en section courante (raison pour laquelle ils sont supposés articulés en tête).
- L'intérêt de la précontrainte est de permettre une manutention aisée sans risquer de faire détériorer le pieu par flexion.
- D'autres dispositions peuvent être envisagées mais ne constituent jamais de solutions suffisantes.
 - S'il s'avère au battage que la capacité portante n'est pas atteinte, le pieu est allongé par l'intermédiaire d'une reprise de bétonnage qui est une section faible.
 - Des pieux tubulaires en béton de faible longueur (1,5 à 3 m) légèrement armés. assemblés par collage et précontrainte longitudinale.
 - Pour traverser des couches compactes, des réservations sont prévues dans le fut des pieux, servant à envoyer de l'eau sous pression au voisinage de la pointe (lançage). Ce procédé fait chuter considérablement le frottement latéral, ce qui peut conduire à des erreurs sur la capacité portante de la fondation.

2. Pieux Métallique

a) Pieux Tubulaires

- Ils présentent généralement une bonne robustesse et une utilisation aisée, leur diamètre va de 200 mm à 1000 mm. Leur épaisseur doit être assez forte (6 à 25 mm, selon le diamètre) afin de résister aux sollicitations de fonçage. Ils sont foncés soit ouverts soit fermés à la base suivant la nature du sol, afin de former un bouchon et mobiliser ainsi le terme de pointe de la capacité portante sans jamais affecter le frottement latéral.
- Si les couches à traverser sont cohésives, il serait inutile d'obturer (boucher) la base du tube, car le bouchon se formera de lui-même. Par contre si celle-ci sont lâches ou peu cohésives des essais sont nécessaires au préalable pour voir si le bouchon de sol se forme ou non ; et dans ce dernier cas, l'obturation par une plaque métallique s'imposera en veillant à ce que le débord de cette dernière ne soit pas trop importante afin d'éviter de trop remanier le sol au voisinage du pieu ce qui implique la chute du frottement latéral.

b) Pieux en Palplanches métalliques : $L \leq 15 \text{ m}$

Ils sont plus économiques que les pieux tubulaires, et sont confectionnés par soudage de plusieurs palplanches le long de leurs charnières longitudinales. Leur principal inconvénient est lié au fait que ces soudures ne sont pas continuées sur toute la longueur, mais par points espacés généralement de 50 cm environ, et peuvent être éventuellement détruites au battage.

c) Pieux en forme de H

- Ils sont utiles lorsque les forces horizontales à absorber sont importantes, par contre ils restent déconseillés en l'absence d'un substratum rocheux situé à une profondeur modérée du fait :
 - Que la conception de la fondation serait un peu plus délicate qu'à l'aide d'autres types de pieux.
 - Que l'accrochage des terres entre les ailes du profilé lors de la mise en œuvre en sol cohérent, développerait inévitablement un effet de pointe par refoulement du sol
 - Si la technique s'avère économique, il s'avère nécessaire de déterminer au préalable la capacité portante à l'aide d'un essai, car les méthodes de calcul peuvent conduire à des résultats erronés.
- En général, on prend en compte dans le calcul pratique une perte d'épaisseur de 0,1 mm/an ; mais en site corrosif la meilleure protection reste toujours une bonne épaisseur d'acier.

II.7.1.2. Pieux mis en place par excavation du sol

- Après extraction du sol, une cage d'armature préfabriquée est mise en place et l'excavation est ensuite bétonnée. Deux types de pieux peuvent être distingués :
 - Pieux forés sans tubage.
 - Pieux forés avec un tube de travail
- Ce genre de pieux présente plusieurs avantages, notamment :
 - Possibilité de confectionner de véritables colonnes offrant une bonne résistance à la flexion ; on a réalisé des pieux dépassant les 70 m de longueur avec des diamètres allant de 0,8 à 2,5 m.
 - Font l'objet de techniques d'auscultation très performantes qui permettent de garantir leur qualité ou de faire des reprises en sous-œuvre locales si des défauts sont constatés,
 - Possibilité de faire des carottages pour s'assurer du bon contact du pieu avec le sol.

1) Pieux forés sans tubage

- Les parois du forage doivent être évidemment soutenues à l'aide d'une boue (la bentonite), ou elles sont exceptionnellement autostable lorsque le sol traversé est suffisamment cohérent.
- Pour éditer une forte ségrégation le bétonnage des pieux se fait à l'aide d'un tube plongeur initialement descendu jusqu'au fond du forage, et remonté au fur et à mesure du bétonnage.
- La première couche de béton étant polluée (mauvaise qualité) par les restes de boue et des sédiments du fond de forage, qui remonte à la surface, cette couche sera détruite lors de la phase de recépage sur une hauteur comprise entre 0,5 et 1 fois le diamètre du pieu.
- Le recepage a pour but de mettre à nu les armatures des pieux pour assurer leurs liaisons avec la semelle de surface.

2) Pieu foré avec tubage

- Lorsque le soutènement des parois du forage ne peut être assuré, ce dernier est exécuté à l'intérieur d'un tube circulaire de forte épaisseur, qui est généralement récupéré (retiré au fur et à mesure du bétonnage).
- Le forage sous tubage est souvent employé :
 - En site aquatique
 - Lorsqu'on doit traverser des couches dures où le tube permet de guider l'outil de forage.

II.7.2. Conception d'une fondation sur pieux

- Les dispositions constructives dépendent essentiellement de la valeur des efforts à reprendre et de la géométrie de l'ouvrage porté (largeur de la pile ou forme de la culée conditionnant généralement les dimensions des semelles de liaison).
- a) Entraxe des pieux
- A priori un entraxe de $3 \varnothing$ pour les pieux, est une bonne base de départ (fondations courantes) donnant une épaisseur de la semelle égale à $1,2 \varnothing$ environ, et d'un débord de $0,5 \varnothing$ pour permettre une exécution correcte de la liaison par béton armé.

- Cette règle de caractère absolu, toutefois il est déconseillé de trop descendre en dessous de cette valeur car des problèmes surfont d'exécution pourront éventuellement se poser.
- D'une manière générale, il semble à priori contre indiqué de disposer directement des pieux sous un appui si tous les pieux ne le sont pas, car en effet aucune semelle n'est infiniment rigide et dans la pratique, les pieux qui se trouvent directement sous la descente de charge (sous pile) risquent de travailler à des taux supérieurs à ceux qui n'y sont pas, taux pour lesquels ils n'ont pas été dimensionnés.

b) Nombre de files de pieux

Le nombre de files de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance.

- Les pieux métalliques battus de faibles dimensions transversales travaillent essentiellement à l'effort axial, et ils pourront être disposés en files verticales et files inclinées.
- Les pieux forés résistants aux sollicitations horizontales par effet de butée du terrain, sont généralement disposés en 2 files verticales, ou en polygone régulier si la direction des efforts horizontaux est variable.
- Il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à en disposer une dans l'axe de l'appui, celle-ci risque d'être plus chargée que les autres du fait que la semelle ne peut être considérée en réalité comme étant infiniment rigide.
- Il est cependant possible de fonder les piles des petits ouvrages sur une seule file de pieux verticaux.

c) Semelle de liaison

- La semelle de liaison transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales, et plus souvent des moments si ces pieux sont mécaniquement encastrés dans celle-ci. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.
- Si les pieux tubulaires ou des caissons de palplanches sont considérés, une partie est prévue en béton armé sur au moins 2 m au voisinage de la tête,
- Avec des pieux métalliques battus, le problème est moins simple ; il ne semble guère possible de réaliser cette liaison rigide si les pieux sont en H, et il est alors prudent de les considérer articulés à leur tête c'est-à-dire ne travaillant qu'aux efforts normaux.
- Il est important de préciser aussi que la semelle de liaison (vu les modes de rupture possibles) comporte en plus du ferraillage longitudinal (supérieur et inférieur) un ferraillage transversal (avec un ratio compris entre 120 et 140 Kg/m³ de béton).

d) Fondation en site aquatique

Dans les cas courants, elles sont réalisées en site aquatique à l'aide de **Batardeau**, où les pieux sont forés à l'intérieur de tubes guides fixés aux étalements de celui-ci, et bloqués en pied par un bouchon de gros béton.

Les tubes sont coupés à l'arase du gros béton, une fois les pieux sont exécutés. Ces derniers seront évidemment recépés afin qu'ils soient solidarisés avec la semelle de liaison.

CHAPITRE III

LES TRACES LINÉAIRES ***- LES ROUTES -***

CHAPITRE III : LES TRACES LINÉAIRES (ROUTES)

III.1. Introduction

La route a pour but de permettre la circulation en toute saison, dans des conditions suffisantes et aussi durables que possible de confort et de sécurité. Elle constitue une des traces les plus significatives que laissent les Sociétés. Elle participe, de nos jours comme autrefois, à la qualité de l'environnement et du cadre de vie. Elle joue un rôle important dans le secteur des transports et communications dont elle fait partie de ses équipements collectifs appelés infrastructures.

La route occupe une place de choix dans l'économie d'un pays essentiellement en raison des investissements que nécessite sa construction. Son évolution s'est faite en relation étroite avec celle du véhicule et ceci, compte tenu de la progression de l'économie et de la société.

III.2. Caractéristiques géométriques des voies

Lors de l'élaboration de tout projet routier l'ingénieur doit commencer par la recherche de l'emplacement de la route dans la nature et son adaptation la plus rationnelle à la configuration du terrain.

La surface de roulement d'une route est une conception de l'espace, définie géométriquement par trois groupes d'éléments qui sont :

- ✓ Tracé de son axe en situation ou en plan.
- ✓ Tracé cet axe en élévation ou profil en long.
- ✓ Profil en travers.

Les caractéristiques géométriques sont définies en fonction du trafic à écouler et du niveau de confort et de sécurité que l'on souhaite offrir à l'usager.

III.2.1. Tracer en plan

Le tracé en plan représente la reproduction à échelle réduit d'une projection de la route sur un plan horizontal. Il est constitué en général par une succession d'alignements droits et d'arcs de cercle reliées entre eux par des courbes de raccordement progressif ([voir figure III.27](#)).

Le tracé se caractérise par une vitesse de référence ou vitesse de base à partir de laquelle on pourra déterminer ou définir toutes caractéristiques géométriques de la route, le tracé en plan doit être étudié en fonction des données économiques qu'on peut recueillir.

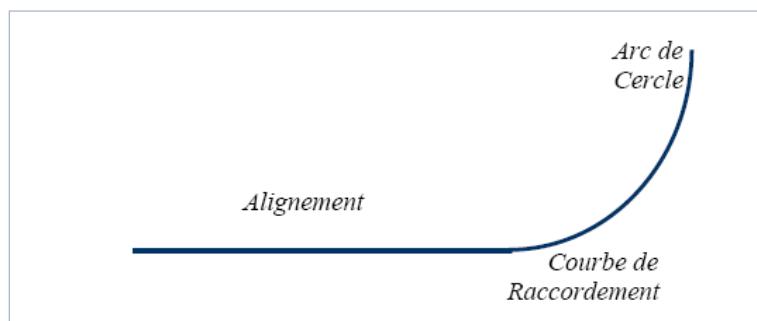


Figure III.27 – Éléments du tracé en plan

❖ Règles à respecter dans le tracé en plan

Pour obtenir un bon tracé dans les normes, on essaye toujours dans la mesure du possible d'éviter :

- ✓ De passer sur les terrains agricoles.
- ✓ Le passage de très près des zones urbaines.
- ✓ Le passage sur les oueds pour éviter la construction d'ouvrages.
- ✓ Les sites qui sont sujets à des problèmes géologiques.

Et aussi :

- ✓ Respecter l'environnement.
- ✓ Adapter le tracé afin d'éviter les terrassements importants.

III.2.2. Profil en long

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe de la route, développé et représentée sur un plan avec une échelle. C'est en général une succession d'alignements droits (rampes et pentes) raccordés par des courbes circulaires ou parabolique.

Pour chaque point du profil en long on doit déterminer :

- L'altitude du terrain naturel
- L'altitude du projet
- La déclivité du projet. etc....

❖ Règles à respecter dans le tracé du profil en long

Pour obtenir un bon tracé du profil en long il faut respecter les règles suivantes :

- Éviter les angles entrants en déblai, car il faut éviter la stagnation des eaux et assurer leur écoulement.
- Un profil en long en léger remblai est préférable à un profil en long en léger déblai, qui complique l'évacuation des eaux et isole la route du paysage.
- Pour assurer un bon écoulement des eaux. On placera les zones des devers nuls dans une pente du profil en long.
- Recherche un équilibre entre les volumes des remblais et les volumes des déblais.
- Éviter une hauteur excessive en remblai.
- Assurer une bonne coordination entre le tracé en plan et le profil en long, la combinaison des alignements et des courbes en profil en long doit obéir à des certaines règles notamment :
- Éviter les lignes brisées constituées par de nombreux segments de pentes voisines, les remplacer par un cercle unique, ou une combinaison des cercles et arcs à courbures progressives de très grand rayon.
- Remplacer deux cercles voisins de même sens par un cercle unique.
- Adapter le profil en long aux grandes lignes du paysage.

❖ Recommandation

L'étude du profil en long d'une voie urbaine est généralement soumise à des contraintes plus sévères, suite de la nécessité d'assurer notamment :

- Un écoulement parfaitement correct des eaux de ruissellement.
- Le respect en plan des points de ponts de passage obligés.
- Il faut éviter les discontinuités des pentes sur les voies principales et ménagères des eaux.

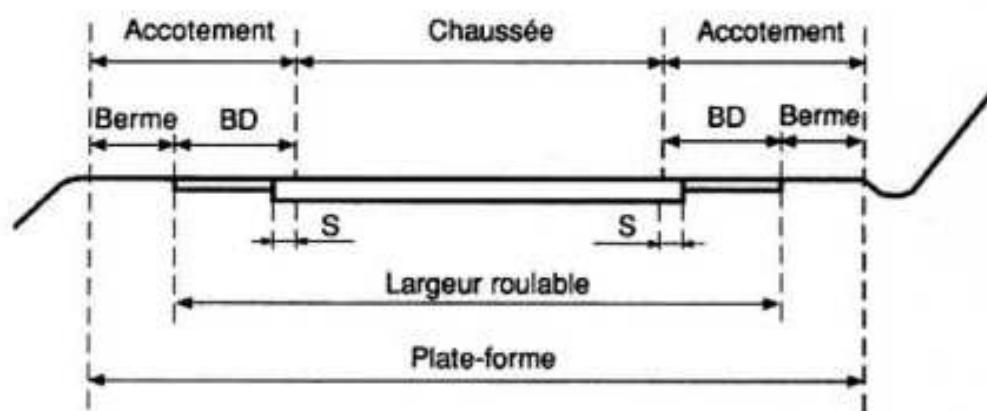
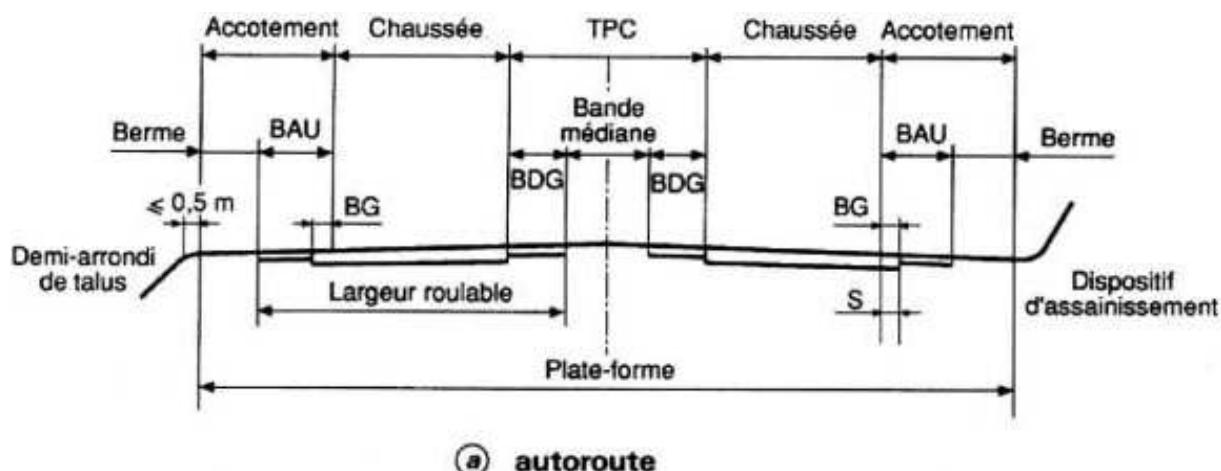
III.2.3. Profil en travers

Le profil en travers d'une chaussée est la coupe perpendiculaire à l'axe de la chaussée par un plan vertical ([figure III.28](#)).

❖ Éléments constitutifs du Profil en Travers

- 1) **Emprise** : C'est la surface de terrain appartenant à la collectivité et affectée à la route et à ses dépendances, elle coïncide généralement avec le domaine public.
- 2) **Assiette** : Surface de terrain réellement occupé par la route, ses limites sont les pieds de talus en remblai et crête de talus en déblai.
- 3) **Plateforme** : C'est la chaussée, elle comprend la ou les chaussées, les accotements et éventuellement le terre-plein central.
- 4) **Chaussée** : Au sens géométrique du terme c'est la surface aménagée de la route sur laquelle circulent normalement les véhicules. Elle doit être revêtue ou non revêtue ou en béton et elle peut être bidirectionnel ou unidirectionnel.
- 5) **Accotement** : Ce sont les zones latérales de la plateforme que borde extérieurement la chaussée, ils peuvent être dérasé ou sur élevés.
- 6) **Fossé** : Ouvrage hydraulique destinés à recevoir les eaux de ruissellement recueillies de la route et des talus (éventuellement les eaux du talus).

- 7) **Bandé dérasée** : Bande contiguë à la chaussée, stabilisée, revêtue ou non, dégagée de tout obstacle ; elle comporte le marquage en rive.
- 8) **B.D.G** : Bande dérasée à gauche d'une chaussée unidirectionnelle.
- 9) **Berme** : Partie latérale non rouable de l'accotement, bordant une B.A.U ou une bande dérasée, et généralement engazonnée.
- 10) **B.A.U** : Partie de l'accotement, contiguë à la chaussée, dégagée de tout obstacle et revêtue, aménagée pour permettre l'arrêt d'urgence des véhicules hors de la chaussée, elle inclut la sur-largeur structurelle de la chaussée.
- 11) **La zone de sécurité** : Cette zone, qui comprend la berme, doit être dépourvue de tout obstacle agressif (plantation de haute tige, poteau électrique ou d'éclairage public, tête de buse non protégée). Elle a la largeur suivante :
- 4.0 m sur les routes existantes,
 - 7.0 m en aménagement neuf
 - 8,50 m sur les routes à 2x2 voies limitées à 110 km/h.



Ⓑ route à 2 ou 3 voies

BAU bande d'arrêt d'urgence
BD bande dérasée

BDG bande dérasée de gauche
BG bande de guidage

S surlargeur (structurelle) de chaussée
TPC terre-plein central

Figure III.28 – Éléments constitutifs du profil en travers

III.3. Les différentes familles de structures de chaussée

On dénombre cinq types de structure de chaussées traditionnelles : souple, semi-rigide, rigide, mixte et inverse auxquelles ([figure III.29](#)), il faut ajouter la structure bitumineuse.

En Algérie, ce sont les structures de chaussées souples qui sont le plus souvent utilisées, vu leur simplicité et leur coût relativement faible par rapport aux autres structures. Néanmoins, l'évolution du trafic et les exigences nouvelles de confort et de sécurité vont sans doute mener vers un emploi plus intensif des autres structures, plus résistantes.

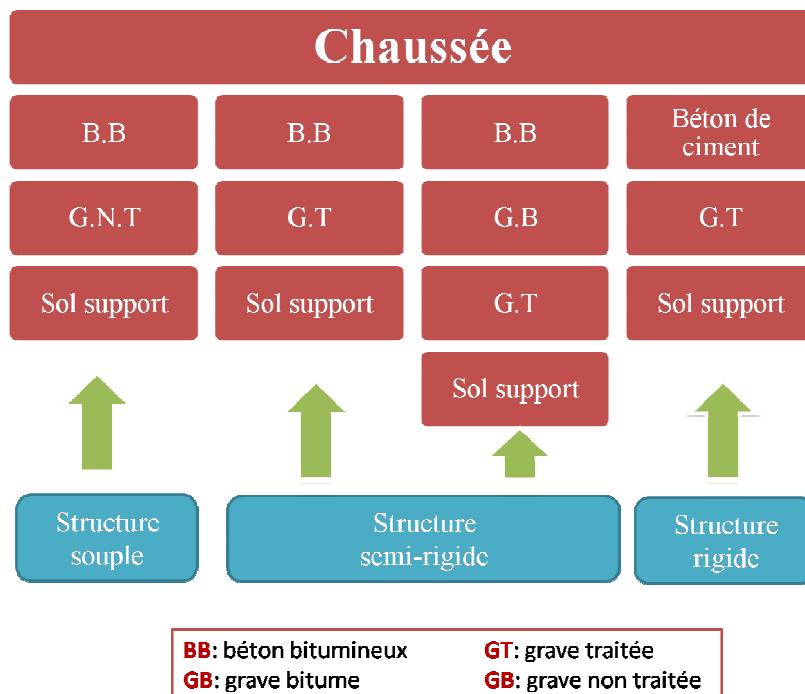


Figure III.29 – Différentes structures de chaussées

III.3.1. Les chaussées souples

Une structure souple, principalement utilisée pour la réalisation des routes secondaires peu empruntées par les poids lourds est constituée d'une couverture bitumineuse relativement mince (inférieure à 15 cm) reposant sur une ou plusieurs couches de matériaux granulaires non traités d'épaisseur comprise entre 30 et 50 cm. L'épaisseur globale de la chaussée est généralement comprise entre 35 et 60 cm.

Les différentes couches d'une structure traditionnelle souple sont disposées par ordre croissant de rigidité, du sol vers la surface de la chaussée. Les ordres de grandeur des modules sont de 50 MPa environ pour le sol et de 5000 MPa environ pour l'enrober bitumineux.

En principe une chaussée souple peut avoir en ordre les 03 couches suivantes ([Figure III.30](#)) :

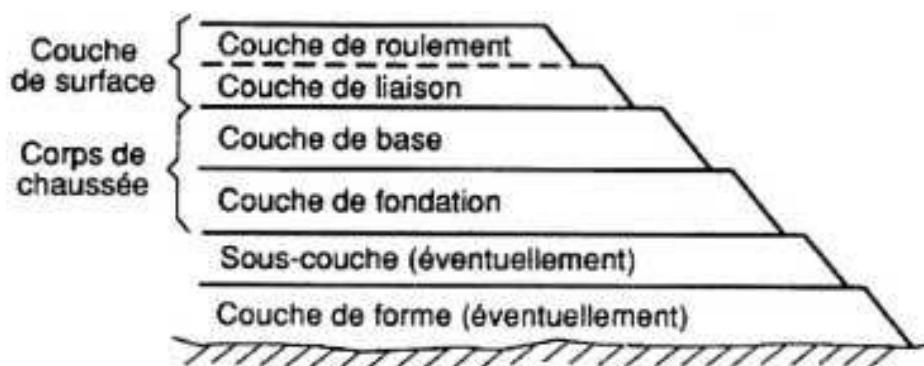


Figure III.30 – Coupe type d'une chaussée

III.3.1.1. Couche de roulement (surface)

La couche de surface est en contact direct avec les pneumatiques des véhicules et les charges extérieures. Elle a pour rôle essentiel d'encaisser les efforts de cisaillement provoqué par la circulation. Elle est en général composée d'une couche de roulement qui a pour rôle :

- D'imperméabiliser la surface de chaussée.
- D'assurer la sécurité (par l'adhérence) et le confort des usages (diminution de bruit, bon uni).

La couche de liaison a, pour rôle essentiel, d'assurer une transition, avec les couches inférieures les plus rigides. L'épaisseur de la couche de roulement en général varie entre 6 et 8 cm.

III.3.1.2. Couche de base

La couche de base joue un rôle essentiel, elle existe dans toutes les chaussées, son rôle est de supporter les efforts verticaux et de transmettre une partie de ces efforts à la couche de fondation sans se déformer, ni se dégrader. L'épaisseur de la couche de base varie entre 10 et 25 cm.

III.3.1.3. Couche de fondation

Complètement en matériaux non traités (en Algérie) elle substitue en partie le rôle du sol support, en permettant l'homogénéisation des contraintes transmises par le trafic. Assurer un bon uni et bonne portance de la chaussée finie, et aussi, elle a le même rôle que celui de la couche de base.

III.3.1.4. Couche de forme

La couche de forme est la surface de terrain préparée, sur laquelle est édifiée la chaussée. Dans certains cas, on peut avoir intérêt à remplacer sur une certaine épaisseur le sol naturel par un sol meilleur sélectionné à cet effet. On constitue ainsi une couche de forme qui améliore la portance du sol support en permettant entre autres la circulation d'engins de chantiers. L'épaisseur de la couche de forme est en général entre 40 et 70 cm.

III.3.1.5. Sous-couche

Suivant la nature et l'état du sol, on peut éventuellement prévoir des sous-couches :

- Anti-contaminantes : afin d'arrêter la remonter des fines.
- Anticapillaire : pour éviter la remontée des eaux souterraines.
- Drainante : afin de drainer les eaux à l'intérieur du corps de chaussée.
- Antigel : pour lutter contre le sel dans les endroits froids.

III.3.2 Les chaussées semi-rigides

Une chaussée semi-rigide possède une assise traitée par un liant hydraulique de 20 à 50 cm d'épaisseur et une couverture bitumineuse d'épaisseur inférieure à 14 cm.

L'assise en matériaux traités aux liants hydrauliques est disposée en une ou deux couches (base et fondation). Les matériaux traités aux liants hydrauliques formant l'assise de la chaussée ont une forte rigidité ce qui conduit à une transmission d'une faible partie des efforts verticaux dus aux charges roulantes vers la plate-forme support. En revanche, on assiste à de fortes contraintes de traction par flexion au sein de l'assise qui sont déterminantes dans le dimensionnement de ce type de structure.

III.3.3. Les chaussées rigides

Ces structures comportent une couche de béton de ciment de 15 à 40 cm d'épaisseur éventuellement recouverte par une couche de roulement mince en matériaux bitumineux. La couche de béton repose, soit sur une couche de fondation, soit directement sur le sol support avec interposition d'une couche de liaison.

Les chaussées en béton forment une technique particulière assez coûteuse et peu répandue en Algérie.

III.3.4. Les chaussées mixtes

La structure mixte est caractérisée par une couche de base traitée au liant hydrocarboné et une couche de fondation traitée au liant hydraulique. Ces structures sont très coûteuses et ont peu de chance d'être appliquées en Algérie.

III.3.5. Les chaussées à structure inverse

Si la couche de base est non traitée et la couche de fondation est traitée au liant hydraulique, alors la chaussée est dite à structure inverse. Ce type de structure est surtout employé pour ralentir la propagation des fissures de retrait qui apparaissent dans la couche de grave traitée aux liants hydrauliques.

III.3.6. Les chaussées à structure bitumineuse

Les structures comportent des couches traitées aux liants hydrocarbonés, généralement de la grave-bitume.

Les matériaux traités aux liants hydrocarbonés formant l'assise de la chaussée ont une rigidité permettant une transmission avec atténuation des efforts verticaux dus aux charges roulantes vers la plate-forme support. Cette atténuation est d'autant plus grande que l'épaisseur de l'assise bitumineuse est forte. En revanche, on assiste à de fortes contraintes de traction par flexion au sein de l'assise.

III.4. Matériaux utilisés dans les travaux routiers

III.4.1. Sols de fondation et couches de forme

Le sol de fondation, éventuellement surmonté d'une couche de forme en matériaux sélectionnés ou traités, constitue la plate-forme sur laquelle repose la chaussée.

Pour bien remplir son rôle, il est souhaitable que cette plate-forme possède un certain nombre de qualités :

- Elle doit offrir une assise convenable pour le compactage des couches de chaussée et doit donc être suffisamment rigide ;
- Cette rigidité ne doit pas se détériorer pendant la période qui sépare l'exécution des terrassements et la réalisation de la chaussée ; elle doit donc être peu sensible aux intempéries ;
- Elle participe, par sa rigidité, au fonctionnement de la chaussée ; une meilleure plate-forme autorise une chaussée moins épaisse, donc moins coûteuse ;
- Si, compte tenu de l'épaisseur de la chaussée, le front de gel risque de pénétrer à l'intérieur du sol de fondation, celui-ci ne doit pas être gélif.

Ce choix se fait sur la base des résultats de l'étude géotechnique dont l'objet est de recenser et de caractériser les sols rencontrés sur le tracé. Compte tenu de la grande diversité et de l'hétérogénéité des sols naturels, on s'efforce de les regrouper en familles homogènes.

❖ Classification des sols

La géotechnique routière s'appuie sur un certain nombre d'essais communs avec la mécanique des sols et sur certains essais spécifiques qui permettent d'évaluer le comportement et les conditions de mise en oeuvre des sols de la plate-forme support de chaussée.

a) Analyse granulométrique

Suivant la dimension des particules, les dénominations suivantes ont été adoptées :

$d < 2 \mu\text{m}$: argile
$2 \mu\text{m} \leq d < 20 \mu\text{m}$: limon
$20 \mu\text{m} \leq d < 200 \mu\text{m}$: sable fin
$0,2 \text{ mm} \leq d < 2 \text{ mm}$: sable grossier
$2,0 \text{ mm} \leq d < 20 \text{ mm}$: gravier
$20 \text{ mm} \leq d < 50 \text{ mm}$: cailloux
$d \geq 50 \text{ mm}$: blocs

L'analyse granulométrique est réalisée par tamisage pour les particules de dimension supérieure à $80 \mu\text{m}$ et par sédimentométrie pour les « fines » de dimension inférieure à $80 \mu\text{m}$.

b) Sensibilité à l'eau

Ce sont essentiellement les caractéristiques physico-chimiques des fines qui déterminent la sensibilité à l'eau des sols. Les principaux essais utilisés pour la caractériser sont les suivants.

➤ Limites d'Atterberg

Lorsqu'on fait croître progressivement la teneur en eau d'un sol préalablement séché et pulvérisé, il passe d'un état solide ou très consistant à rupture fragile à un état plastique (grandes déformations sans rupture) puis à l'état liquide. Les propriétés du sol sont caractérisées par deux seuils de teneur en eau :

- La **limite de liquidité W_L** qui marque le passage de l'état quasi liquide à l'état plastique. Elle est mesurée à l'aide de la coupelle de Casagrande dans laquelle on place une certaine quantité de sol à une teneur en eau déterminée. Une rainure est pratiquée sur toute l'épaisseur du sol. Par des chocs normalisés, on amène la rainure à se refermer. La limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à sa fermeture en 25 chocs ;
- La **limite de plasticité W_P** qui est la teneur en eau à partir de laquelle le sol commence à s'émettre lorsqu'on le roule en fils de faible diamètre (environ 3 mm).

On définit alors l'**indice de plasticité** :

$$I_P = W_L - W_P$$

La classification décrite ci-après distingue les seuils suivants :

$I_P < 12$: faiblement argileux
$12 \leq I_P < 25$: moyennement argileux
$25 \leq I_P < 40$: argileux
$I_P \leq 40$: très argileux

➤ Équivalent de sable

Il est utilisé pour des sols contenant peu d'éléments fins et faiblement plastiques. Il s'effectue sur la fraction inférieure à 2 ou 5 mm

On place un volume donné de l'échantillon dans une éprouvette graduée dans laquelle on verse un mélange d'eau et de solution flocculante destinée à mettre en suspension et à faire gonfler les particules argileuses. Après agitation normalisée, on laisse reposer, puis on mesure la hauteur h_2 du sable et la hauteur h_1 du sommet du flocculat. On calcule ensuite :

$$ES = 100 \cdot \frac{h_2}{h_1}$$

Les valeurs obtenues s'échelonnent de 0 à 100.

Pour la valeur 100, le matériau est très propre. Au-dessous de 20, il est argileux et l'essai perd alors sa signification.

➤ Essai au bleu de méthylène

Il permet de caractériser la fraction argileuse d'un sol sableux ou d'un granulat en mesurant sa capacité à absorber du bleu de méthylène.

Le principe de l'essai est de déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir d'une couche supposée monomoléculaire les surfaces internes et externes des particules d'argile, des matières organiques et les hydroxydes en dispersion dans l'eau.

Les éléments non argileux du sol ne participant pratiquement pas à ce phénomène d'adsorption, la quantité de colorant adsorbée par 100 g du sol de « valeur au bleu » dépend donc étroitement de la surface spécifique globale de la fraction argileuse, très caractéristique de la nature de l'argile puisqu'elle varie de 2,20 m²/g pour la kaolinite, à 800 m²/g pour la montmorillonite.

L'essai s'effectue sur une suspension du sol dans de l'eau, soumise à une agitation permanente, et à laquelle on ajoute des quantités croissantes de solution de bleu de méthylène. On recherche la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer le sol, cette saturation est indiquée par le test de la tâche.

Il consiste à prélever une goutte de suspension que l'on dépose sur un papier filtre. La tache ainsi formée se compose d'une partie centrale de sol coloré entourée d'une zone humide incolore. Le début de la sursaturation est marqué par une coloration de l'auréole.

La valeur au bleu désignée par VBs est le nombre de grammes de bleu de méthylène nécessaire pour saturer 100 g de fines inférieures à 0,08 mm.

Cet essai est réalisé sur la fraction 0/2 mm ou 0/5 mm et ramené, par une règle de proportionnalité, à la fraction 0/50 mm.

Les seuils significatifs suivants peuvent être retenus pour la valeur au bleu :

0,2	: seuil de sensibilité
$0,2 \leq \text{VBs} < 1,5$: sols sablo-limoneux
$1,5 \leq \text{VBs} < 2,5$: sols limoneux peu plastiques
$2,5 \leq \text{VBs} < 6$: sols limoneux moyennement plastiques
$0 \leq \text{VBs} < 8$: sols argileux
$\text{VBs} \geq 8$: sols très argileux

c) Paramètres d'état

Il s'agit de paramètres qui caractérisent l'état du sol placé dans son environnement. De nombreux paramètres d'état sont utilisés en mécanique des sols. Pour la géotechnique routière, deux seulement sont essentiels :

- La masse volumique du sol sec, quotient de la masse des particules solides par le volume total du sol, caractérisée par le symbole ρ_d par les normes les plus récentes (ρ_d a en fait la même signification et la même valeur que la densité sèche γ_s) ;
- La teneur en eau w , rapport entre la masse de l'eau interstitielle et la masse des particules solides.

La masse volumique du sol sec intervient dans l'appréciation du niveau de compactage du sol, la teneur en eau dans celle de l'état hydrique du sol.

Ce dernier paramètre est tout à fait fondamental et la Recommandation pour les terrassements routiers RTR, document de base, propose de prendre en compte 5 états hydriques qui sont utilisés dans l'évaluation de l'aptitude des sols au compactage :

- Trop humide (th) : état d'humidité excessive ne permettant pas en général la réutilisation du sol ;
- Humide (h) : humidité élevée autorisant toutefois la réutilisation du sol en respectant des conditions particulières (aération, traitement...) ;
- Moyen (m) : humidité optimale ;
- Sec (s) : humidité faible mais autorisant encore une mise en oeuvre au prix de certaines conditions d'exécution (arrosage, surcompactage...) ;
- Très sec (ts).

d) Systèmes de classification des sols

Il existe de nombreux systèmes de classification des sols (HRB, USCS, LPC, etc.). Ils ont tous pour objet de regrouper les sols rencontrés sur les tracés ou dans les fouilles des ouvrages en catégories raisonnablement homogènes du point de vue des propriétés concernées par le type de problème que l'on se pose.

Dans le domaine routier, la classification qui s'est imposée en Algérie est celle qui a été présentée par la *Recommandation pour les Terrassements Routiers* (RTR) déjà citée. Le principe de la classification ayant été repris parallèlement dans le projet de norme NF P 11-300.

e) Essais spécifiques

Ils ont pour but de déterminer :

- Les conditions dans lesquelles le sol peut être compacté au cours de la phase des terrassements ;
- Le comportement du sol sous la chaussée en vue de permettre le dimensionnement de cette dernière.

➤ Essai Proctor

L'essai consiste à compacter, dans un moule standard à l'aide d'une dame standard et selon un processus bien déterminé, un échantillon du sol à étudier et à déterminer la teneur en eau du sol et sa densité sèche après le compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes. On détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle présente un maximum dont l'abscisse est la teneur en eau de l'optimum Proctor, et l'ordonnée la densité sèche Proctor. Deux variantes de l'essai Proctor sont couramment pratiquées. L'essai **Proctor normal** rend assez bien compte des énergies de compactage pratiquées pour les remblais.

Dans l'essai **Proctor modifié**, le compactage est beaucoup plus poussé et correspond aux énergies mises en œuvre pour les couches de forme et les couches de chaussée.

Suivant la granulométrie du terrain étudié, l'essai Proctor (aussi bien normal que modifié) s'effectue dans un moule de faible section (moule Proctor) pour les terrains qui ne contiennent pas d'éléments de dimension supérieure à 5 mm, dans un moule à large section pour les terrains dont les plus gros éléments ont des dimensions comprises entre 5 et 20 mm. Ce dernier moule est le même que celui de l'essai CBR (moule CBR).

Dans le cas de matériaux de dimension maximale supérieure à 20 mm, on remplace poids par poids la fraction supérieure à 20 mm par du 5 /20 mm venant du même matériau.

➤ **Essai CBR**

L'essai CBR (*Californian Bearing Ratio*), proposé en 1938, est universellement utilisé pour apprécier la résistance des sols supports de chaussée.

L'**indice portant californien** ou CBR est un nombre sans dimension exprimant, en pourcentage, le rapport entre les pressions produisant un enfoncement donné dans le matériau étudié d'une part, et dans un matériau type d'autre part. Cette notion d'indice portant est bien entendu purement empirique.

L'essai est réalisé sur un échantillon de sol 0/20 mm maximum compacté dans un moule CBR (en remplaçant éventuellement par du 5 / 20 mm la fraction supérieure à 20 mm).

Dans l'essai standard, le matériau est compacté suivant les procédures de l'essai « Proctor modifié » et à la teneur en eau optimale.

On peut ensuite effectuer l'essai soit sans imbibition sur des sols compactés à l'énergie Proctor normal et à la teneur en eau naturelle, soit après immersion complète. La durée de cette immersion est en principe de 4 j. L'échantillon est alors poinçonné par un piston de 4,9 cm de diamètre à une vitesse de 1,27 mm/min.

On détermine l'évolution de la pression appliquée en fonction de l'enfoncement. Si $P_{2,5}$ et P_5 sont respectivement les pressions nécessaires pour réaliser des enfoncements de 2,5 et 5 mm, le CBR est par définition la plus grande des deux valeurs :

$$\frac{P_{2,5}}{0,7} \text{ et } \frac{P_5}{1,05}$$

Le CBR est de 100 environ sur un tout-venant de concassage.

➤ **Essai à la plaque**

Il a pour objet de déterminer directement la **déformabilité du sol en place**, à l'aide d'une plaque circulaire de rayon a sur laquelle on exerce une charge induisant une pression moyenne Q sur le sol.

La mesure de la déflexion W ([figure III.31](#)) permet de calculer le module de déformation par la formule :

$$E_v = \frac{1,5 \cdot Q \cdot a}{W} (1 - \nu^2)$$

Dans laquelle ν est le coefficient de Poisson. En pratique, on admet que $1 - \nu^2$ est égal à 1.

La déformation du sol n'étant pas réversible, la procédure opératoire du LCPC prescrit d'effectuer deux chargements. On déduit alors de la mesure les modules au premier et au deuxième chargement, soit E_{v1} et E_{v2} , et l'on caractérise le sol par :

$$E_{v2} \text{ et } K = E_{v2} / E_{v1}$$

E_{v2} : est bien représentatif du comportement du sol sous la chaussée et peut être pris en compte pour son dimensionnement. K est caractéristique du niveau de compactage atteint par le sol.

Le compactage du sol est d'autant meilleur que la déformation irréversible est plus faible, donc que K est plus proche de 1. En général, on admet que, si ce rapport est inférieur à 1,25, le compactage du sol est satisfaisant.

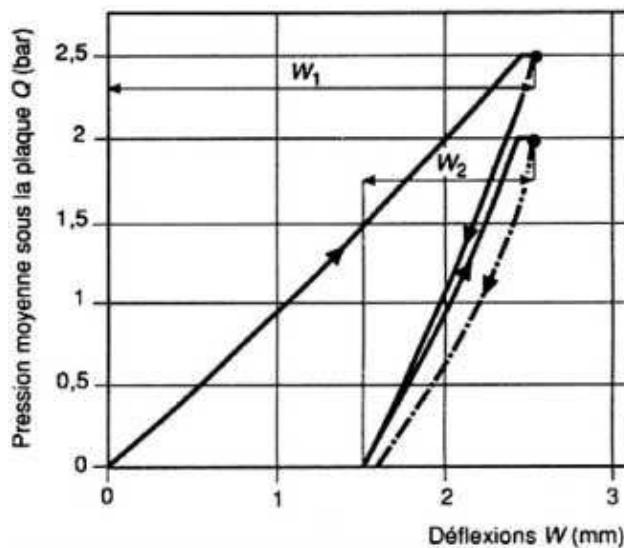


Figure III.31 – Essai de chargement à la plaque

III.4.2. Couches de forme

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe, placée sur l'arase des terrassements, permettant d'avoir une plate-forme support de chaussée homogène et performante. Elle peut être constituée d'une seule couche de matériaux ou au contraire de couches successives répondant à des fonctions distinctes, pouvant inclure un géotextile, et pouvant se terminer par un enduit gravillonné ou un film de protection.

On recherche pour la couche de forme des objectifs à court terme et des objectifs à long terme :

- **À court terme**, elle doit permettre de mettre en place, dans de bonnes conditions, les couches de chaussée et doit présenter des qualités d'uni, de résistance aux intempéries, de portance vis-à-vis des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation.
- **À long terme**, elle doit procurer une portance homogène, être peu sensible aux fluctuations de l'état hydrique du sol, assurer la protection thermique des sols supports gélifs, contribuer au drainage de la chaussée.

III.4.2.1. Critères à satisfaire

Dans tous les cas, un matériau ne pourra être employé en couche de forme que s'il est ou s'il a été rendu insensible à l'eau, non gélif, d'une résistance mécanique en rapport avec la circulation de chantier.

La dimension des plus gros éléments doit être compatible avec le réglage recherché.

Le sommet de la couche de forme, qui constitue la plate-forme support de chaussée, doit être réglé avec une tolérance de ± 3 cm.

Le module E_{v2} déterminé à la plaque au moment de la mise en œuvre des couches de chaussée doit être supérieur à 50 MPa. L'épaisseur de la couche de forme doit être suffisante, son dimensionnement étant lié à celui du sol qui constitue la partie supérieure des terrassements.

III.4.2.2. Amélioration des matériaux pour couches de forme

On peut ne pas toujours trouver sur le chantier, ou à proximité du chantier, des matériaux qui conviennent naturellement à un emploi en couches de forme.

Il faut alors s'efforcer d'améliorer les sols disponibles par une des techniques suivantes.

➤ Actions sur la granularité

Elles peuvent viser soit à éliminer la fraction fine sensible à l'eau, mais l'opération est alors délicate et coûteuse, soit à éliminer la fraction grossière qui gêne une mise en œuvre correcte. On retient en général les dimensions maximales suivantes :

- ✓ 50 mm pour les matériaux devant être malaxés avec des produits de traitement ;
- ✓ 60 à 80 mm pour les matériaux granulaires concassés non traités ;
- ✓ 100 mm pour les matériaux granulaires roulés non traités.

➤ Actions sur l'état hydrique

Elles visent à amener le sol à une teneur en eau aussi voisine que possible de la teneur en eau de l'optimum Proctor normal. Elles consistent en un arrosage pour maintenir la teneur en eau durant le malaxage ou le compactage, ou en humidification de masse.

➤ Traitement

Pour les couches de forme, le traitement consiste à ajouter au matériau naturel de la chaux ou du ciment pour améliorer ses performances mécaniques ou le rendre insensible au gel.

➤ Protection superficielle

La plupart des matériaux utilisés en couche de forme requièrent une protection de surface dont le rôle principal est de les protéger contre les intempéries et de leur donner une résistance suffisante aux efforts tangentiels créés par les pneumatiques des engins.

Dans le cas des matériaux traités à la chaux ou aux liants hydrauliques, elle a aussi comme but très important de maintenir leur teneur en eau constante pendant la période de prise et de durcissement.

Cette protection est généralement réalisée sous forme d'un enduit de cure à l'émulsion de bitume éventuellement gravillonné.

III.4.2.3. Traitement des couches de forme à la chaux et au ciment

La mise au point des techniques de traitement à la chaux et au ciment a considérablement élargi la gamme des sols réutilisables en plate-forme de chaussée et en couche de forme.

L'utilisation de ces techniques doit être précédée d'une étude approfondie en laboratoire, dont l'objectif est de vérifier la faisabilité du traitement, de choisir les produits de traitement et leur dosage et de mesurer le niveau des performances mécaniques obtenues. Le traitement peut être réalisé :

- À la chaux seule, pour les sols argileux et très argileux ;
- Au ciment seul pour les sols peu ou pas argileux ;
- À la chaux et au ciment dans le cas des sols moyennement argileux.

III.4.2.3.1. Traitement à la chaux

L'addition de chaux a pour effet à la fois de modifier la teneur en eau, de transformer les argiles potassiques ou sodiques en argiles calciques beaucoup moins plastiques, et de produire, par dissolution et recristallisation, des aluminates et silicates qui constituent une trame résistante.

La vitesse de formation de ces silicates et aluminates dépend du type d'argile contenue dans le sol, mais reste faible. Il faut plusieurs années pour atteindre une résistance notable. La chaux vive est la plus active et la plus utilisée, les dosages habituels étant de l'ordre de 1 à 3 %. Elle produit les effets suivants :

- Assèchement du sol du fait de l'évaporation de l'eau due à la chaleur d'hydratation ;
- Augmentation de la limite de plasticité, réduction de l'indice de plasticité et production de grumeaux non collés ;
- Aplatissement de la courbe Proctor, traduisant une diminution de la sensibilité à l'eau, et diminution de la densité sèche maximale ;
- Augmentation du CBR ;
- Renforcement à long terme de la structure lié aux mécanismes de cristallisation en PH basique évoqué précédemment.

L'ajout de 1 % de chaux vive entraîne un abaissement de la teneur en eau de 0,4 % en laboratoire et pouvant aller jusqu'à 3 % sur un chantier lorsque les conditions météorologiques sont favorables, du fait de l'aération provoquée par les opérations de traitement.

Le traitement à la chaux est particulièrement adapté aux sols cohérents et argileux.

III.4.2.3.2. Traitement au ciment

Le traitement au ciment permet de renforcer la structure du sol du fait du réseau de silicates résultant de l'hydratation et de la prise du ciment. On l'accompagne assez souvent d'un traitement préalable à la chaux qui permet d'abaisser la plasticité et de rendre plus efficace l'action du ciment.

On recommande d'utiliser pour le traitement des ciments de type normalisé CPJ (ciment portland composé) ou CLK (ciment de laitier au Clinker), mais on utilise également très couramment des CPA (ciment portland artificiel).

Le traitement au ciment seul est bien adapté aux sols peu ou non plastiques. Les dosages habituellement utilisés sont de l'ordre de 4 à 7 %. Un tel traitement peut permettre d'obtenir des couches de forme très performantes et même des couches de fondation pour des chaussées à trafic modéré.

III.4.3. Matériaux utilisés dans les assises de chaussées

On entend ici par assises de chaussées les couches de matériaux qui constituent le corps de chaussée, au sens de la [figure III.30](#), en excluant donc les couches de surface. Les assises jouent un rôle structurel. Elles réduisent les contraintes exercées sur le sol de fondation.

III.4.3.1. Graves non traitées

La grave non traitée est le plus ancien des matériaux modernes. Depuis qu'elle s'est substituée au macadam, dans les années 50, le progrès des méthodes de fabrication a permis d'en faire un matériau de qualité sans cesse améliorée, l'expression la plus achevée de cette technique étant la « grave recomposée humidifiée » ou GRH.

Une grave non traitée est un mélange à granularité continue, de cailloux, de graviers et de sable, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines. Pour pouvoir être mise en œuvre dans de bonnes conditions et jouer correctement son rôle dans la chaussée, la grave non traitée doit répondre à un certain nombre de conditions.

a) Granularité

Elle est caractérisée :

- Par la dimension D des plus gros éléments. Une réduction de D diminue la ségrégation à la mise en œuvre et améliore l'uni. On admet généralement que D doit être limitée à 14 ou 20 mm pour les couches de base et à 20 ou 31,5 mm pour la couche de fondation ;
- Par la courbe granulométrique.

Celle-ci joue un rôle fondamental car elle conditionne la possibilité d'obtenir un bon arrangement des grains sous l'effet de compactage, dont une compacité élevée.

Une compacité élevée assure une bonne stabilité et une bonne résistance à l'orniérage sous charges répétées, elle limite l'attrition des grains, elle augmente le module d'élasticité E et assure un meilleur étalement des charges sur le sol de fondation. Le fascicule 25 du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG) préconise plusieurs fuseaux de spécification qui répondent à ces conditions.

La teneur en fines est un facteur important. Un manque de fines entraîne une diminution de la cohésion. Inversement un excès de fines peut conduire à l'instabilité en présence d'eau. La fourchette 2 à 10 % prescrite par le fascicule 25 doit être impérativement respectée.

b) Angularité et forme

La forme, l'angularité et la texture superficielle des granulats concourent à une bonne stabilité.

À ce titre, les graves entièrement roulées ne peuvent convenir que pour les chaussées à très faible trafic. Suivant les trafics et la nature de la couche, on prescrit des indices de concassage supérieurs à 50 ou 80.

c) Propreté

C'est un élément essentiel de la stabilité par temps humide. On l'apprécie par l'essai d'équivalent de sable et, en fonction du nombre de poids lourds par jour et par voie ([tableau III.2](#)), on retient les seuils suivants :

Tableau III.2 – Propreté des graves en fonction du trafic.

PL/j/voie	ES	
	Base	Fondation
< 25	> 40	> 40
25 à 150	> 50	> 50
> 150		> 50

d) Dureté

Par suite de l'absence de liant, les efforts de fragmentation et d'attrition supportés par les granulats sont nettement plus intenses que pour une assise traitée. La dureté est donc un élément essentiel pour la permanence des qualités de l'assise sur l'effet du trafic.

On se base sur l'**essai Los Angeles** pour évaluer la résistance à la fragmentation et sur l'**essai Micro-deval** en présence d'eau pour la résistance à l'attrition.

On admet les limites suivantes ([tableau III.3](#)) :

Tableau III.3 – Seuils de dureté des graves en fonction du trafic.

PL/j/voie	LA		MDE	
	Base	Fondation	Base	Base
< 25	< 30	< 40	< 25	< 35
25 à 150	< 25	< 30	< 20	< 25
> 150		< 25		< 20

e) Conditions d'élaboration

Il existe dans la nature des gisements alluvionnaires dont la courbe granulométrique est à peu près satisfaisante, après éventuellement élimination des plus gros éléments. On peut alors les utiliser tels quels, mais seulement pour les chaussées à faible trafic car ils ne comportent que des granulats roulés. Leur teneur en fines et leur propreté sont, de plus, souvent erratiques et peuvent conduire à des déboires, même pour des routes peu circulées.

Dès que le trafic devient plus élevé, on a intérêt à faire subir au matériau un minimum d'élaboration par criblage, concassage et recomposition.

Le produit le plus élaboré fabriqué suivant cette méthode est la GRH ou grave recomposée humidifiée dont on maîtrise non seulement la granularité, grâce à une recomposition, mais également la teneur en eau par un dispositif approprié d'humidification.

La GRH est normalement destinée à une utilisation immédiate. L'humidification a alors pour avantage de réduire la ségrégation et de permettre le compactage dans des conditions optimales de teneur en eau.

III.4.3.2. Graves et sables traités aux liants hydrauliques

Les premières tentatives ont porté sur l'utilisation de ciment. On a ensuite expérimenté l'utilisation de laitier granulé seul (Matériau granulaire et vitreux obtenu par refroidissement brusque du laitier de haut fourneau en fusion), puis additionné d'un catalyseur de prise. Les techniques de traitement aux liants hydrauliques ont ensuite été étendues à l'utilisation de mélanges de cendres volantes et de chaux, puis de pouzzolanes et de chaux.

Les premiers chantiers de traitement au ciment étaient très sommaires. Le ciment était répandu sur la grave en fonction du dosage recherché, puis l'ensemble était malaxé au pulvimixer.

On s'est orienté ensuite vers des fabrications en centrale permettant d'obtenir des matériaux de qualité contrôlée et homogènes grâce à des dispositifs de pesage, de dosage et de mélange de plus en plus élaborés.

On utilise pour le traitement les différents liants hydrauliques. Leur dosage est défini au cours de l'étude de laboratoire et se situent généralement dans les fourchettes définies par le [tableau III.4](#) ci-dessous.

Tableau III.4 – Dosages en liants moyens admissibles
(Dosage pondéral par rapport au mélange sec grave plus liant).

Types de liants	Dosage du liant
Laitier granulé	8 à 20 % suivant réactivité des laitiers et nature de l'activant de prise
Laitier (granulé ou bouleté) prébroyé	8 à 15 %
Ciments	3 à 4 %
Liants spéciaux à usage routier	3,5 à 5 %
Cendres hydrauliques	3,5 à 4 %
Cendres volantes-chaux (reconstitué à la centrale)	10 à 15 %
Pouzzolanes-chaux (reconstitué à la centrale)	15 à 25 % suivant la classe des pouzzolanes et la nature pétrographique de la grave

La prise des graves traitées au liant hydraulique est toujours progressive et continue à se développer longtemps après que la chaussée ait été mise en circulation.

La [figure III.32](#) donne à titre d'illustration les plages habituelles d'évolution des modules. La résistance à la traction ou la résistance à la compression suivent des courbes analogues.

Il faut d'ailleurs noter que la progressivité de la prise est un avantage dans la mesure où elle allonge les délais acceptables de mise en œuvre et où elle permet un post-compactage dû au trafic qui améliore la compacité. Les liants friables tels que le laitier subissent pendant toute cette période une attrition qui accroît la surface spécifique et permet un développement plus complet de la prise.

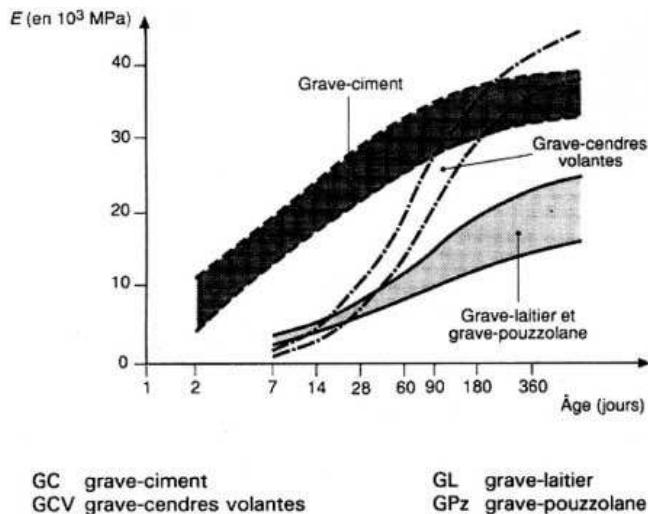


Figure III.32 – Fuseaux de l'évolution dans le temps du module d'élasticité E des graves traitées

III.4.3.2.1. Caractéristiques de la grave

La grave qui entre dans le traitement doit donc avoir des caractéristiques appropriées qui se caractérisent, comme pour les graves traitées, par la granularité, l'angularité et la dureté des granulats ([tableau III.5](#)).

Les fuseaux granulométriques sont définis par le fascicule 25 du CCTG (Cahier des Clauses Techniques Générales). La dimension maximale spécifiée pour D est de 20 mm, ce qui facilite le malaxage et réduit la ségrégation au transport et à la mise en œuvre.

Les caractéristiques des granulats doivent satisfaire aux conditions du tableau ci-dessous, en fonction des classes de trafic.

Tableau III.5 – Caractéristiques des granulats destinés aux assises traitées aux liants hydrauliques et pouzzolaniques.

Trafic	Poids lourds/jour (véh./jour)	Caractéristiques	Couche de fondation	Couche de base et renforcement
T ₃ et moins	< 25 (< 500)	LA MDE ES	≤ 40 ≤ 35 ≥ 30	≤ 40 ≤ 35 ≥ 30
T ₃	25 à 150 (500 à 3 000)	IC LA MDE ES	≥ 30 ≤ 40 ≤ 35 ≥ 30	≥ 30 ≤ 30 ≤ 25 ≥ 40
T ₂	150 à 300 (3 000 à 6 000)	IC LA MDE ES	≥ 30 ≤ 40 ≤ 35 ≥ 30	≥ 60 ≤ 30 ≤ 25 ≥ 40
T ₁ et T ₀	> 300 (> 6 000)	IC LA MDE ES	≥ 30 ≤ 40 ≤ 35 ≥ 30	100 ≤ 30 ≤ 25 ≥ 40

III.4.3.2.2. Sables traités

Pour être utilisés en technique routière, les sables traités doivent répondre à des conditions portant sur la stabilité immédiate et sur les performances mécaniques à long terme.

La stabilité immédiate est nécessaire pour permettre de réaliser, dans de bonnes conditions, les opérations de mise en œuvre et pour limiter les déformations au jeune âge sous le trafic de chantier et sous la circulation. Elle est appréciée par l'Indice Portant Immédiat, qui va de moins de 25 pour les sables traités à faible stabilité à plus de 50 pour les sables traités à forte stabilité.

Les performances mécaniques à long terme sont appréciées par l'essai de traction directe. Les mesures sont faites à 90 ou 180 j suivant le liant. En fonction de leur niveau de performance, les sables traités sont classés en 4 catégories suivant la classification du **tableau III.6** ci-dessous.

Tableau III.6 – Classification mécanique des sables traités

Sables-laitier Rt à 180 j (Mpa)	Classification mécanique	Sables-ciment Rt à 90 j (MPa)
$Rt < 0,15$	Emploi en couche de base ou fondation non envisagée	$Rt < 0,2$
$0,15 \leq Rt < 0,25$	Classe A	$0,2 \leq Rt < 0,35$
$0,25 \leq Rt < 0,4$	Classe B	$0,35 \leq Rt < 0,5$
$0,4 \leq Rt < 0,65$	Classe C	$0,5 \leq Rt < 0,75$
$Rt \geq 0,65$	Classe D	$Rt \geq 0,75$

On peut améliorer les sables dont le niveau de performances est faible par des corrections granulométriques. On peut en particulier corriger des sables pauvres en fines et instables par des sables de concassage riches en fines et anguleux.

III.4.3.3. Graves et sables traités aux liants hydrocarbonés

Le liant est, dans ce cas, du bitume introduit au moment de la fabrication sous forme de bitume pur ou sous forme d'émulsion.

Les teneurs en liants des graves-bitume et des graves-émulsion sont très inférieures à celles des enrobés de surface et le squelette minéral doit donc avoir une stabilité propre suffisante.

III.4.3.3.1. Graves-bitume "GB"

➤ Granulats

Suivant la nature de l'assise, leur dimension maximale D doit être comprise dans les fourchettes suivantes :

- Couche de base : $14 \leq D \leq 20$
- Fondation : $14 \leq D \leq 31,5$

Les directives Algériennes spécifient les fuseaux granulométriques à respecter en précisant que la teneur en fines doit être comprise entre 3 et 9 %.

Leur angularité, définie par l'indice de concassage, doit être supérieure aux valeurs du [tableau III.7](#) ci-dessous et leur dureté, en termes de Los Angeles, à celles du [tableau III.8](#) ci-dessous.

Tableau III.7 – Graves pour graves-bitume : angularité, indice de concassage

Trafic (Poids lourds journaliers, charge utile > 5 t)	Renforcements		Chaussées neuves	
	Minimum	Conseillé	Base de chaussée Souple Fondation de chaussée en béton	Fondation de chaussée souple
< 150	> 25 %	> 40 %	> 25 %	À la rigueur grave entièrement roulée
150 à 600	> 25 %	> 60 %	> 40 %	> 25 %
600 à 1 000	100 %		> 60 %	> 25 %
1 000 à 1 500		100 %		> 40 %
> 1 500		Entièrement concassée		> 40 %

Tableau III.8 – Dureté des graves pour graves-bitume. Coefficient Los Angeles (%)

Trafic (Poids lourds journaliers, charge utile > 5 t)	Renforcements	Chaussées neuves	
		Base de chaussée souple Fondation de chaussée en béton	Fondation de chausséesouple
< 150	< 30	< 30	< 40
150 à 600	< 25	< 30	< 40
> 600	< 25	< 25	< 40

Nota : leur propreté, définie par l'équivalent de sable, doit être conforme aux seuils suivants, où f est la teneur en fines :

$$\begin{array}{ll} f < 12 \% & ES > 45 \\ 12 \leq f < 15 \% & ES > 40 \\ f > 15 \% & ES > 25 \end{array}$$

➤ Liant

On utilise normalement un bitume 40/50.

III.4.3.3.1. Sables-bitume

On utilise des sables 0/2, 0/4 ou 0/6 mm.

Lorsqu'il s'agit de sables naturels, il est souvent nécessaire de procéder à des corrections granulométriques par apport de fines (chaux, ciment, fines calcaires), ou par incorporation d'une certaine proportion de sable broyé (10 à 15 %).

Le liant peut être un bitume 40/50 ou plutôt un bitume 20/30 qui contribue à améliorer la stabilité. Son dosage est de 3 à 4 %.

La teneur en fines doit en aucun cas être inférieure à 3 % et si possible à 5 %.

III.4.3.4. Graves-émulsion

Ce sont des matériaux dans lesquels le bitume est apporté sous forme d'une émulsion à rupture lente.

Le bitume se fixe sélectivement sur les éléments fins en constituant un mastic qui enchaîne les gros grains et les scelle entre eux. Le mélange sortant du malaxeur est très maniable et le reste jusqu'à la fin du compactage.

Après mise en œuvre, les gros éléments ont entre eux des contacts directs et le frottement interne est donc celui de la grave initiale. La nature de la grave-émulsion est en fait un matériau de choix pour les reprofilages car elle peut être mise en œuvre en faible épaisseur et même se raccorder à zéro sur une chaussée déformée.

On l'utilise également en renforcement et en couche de base. L'enrobage se faisant à froid, c'est une technique peu coûteuse en énergie.

III.4.3.4.1. Granulats

Les exigences de dimension maximale sur D sont les mêmes que pour les graves-bitume.

La teneur en fines doit en principe se tenir dans les fourchettes suivantes :

- Couche de base : 4 à 8 % ;
- Couche de fondation : 3 à 7 %.

Les seuils d'angularité sont les mêmes que pour les graves-bitume, de même que les seuils de coefficient Los Angeles et les valeurs de la propreté.

III.4.3.4.2. Liant

Compte tenu du frottement interne élevé de la grave-émulsion, il n'est pas nécessaire d'utiliser un bitume de base très dur. On utilise le plus souvent les catégories suivantes :

- 80/100 pour les routes à trafic élevé ;
- 180/220 pour les routes à trafic moyen ou faible et pour les travaux de reprofilage.

La teneur en bitume de l'émulsion est égale à 60 ou 65 %. La rupture doit intervenir entre la sortie du malaxeur et le début du compactage. L'émulsion doit donc être à rupture lente.

III.4.3.5. Bétons de ciment

Mélanges fabriqués en centrale de granulats, de ciment et d'eau, les bétons ont la propriété d'être maniables pendant un certain temps après leur fabrication, puis de durcir progressivement jusqu'à atteindre des résistances très élevées.

Nous rappellerons ici certaines particularités des bétons routiers qui ne sont, par ailleurs, pas différents des bétons utilisés pour d'autres applications :

- La résistance mécanique en flexion ou au fendage a des implications directes sur l'épaisseur de la chaussée. En fonction des classes de trafic, on prescrit les seuils à 28 j du [tableau III.8](#) ci-dessous ;
- La résistance au gel impose une teneur minimale en air occlus ;
- Le béton routier étant mis en place par des machines à coffrage glissant, il faut à la fois qu'il soit suffisamment fluide pour passer dans la machine et se serrer convenablement, et en même temps que les bords de la dalle ne s'affaissent pas, cette dernière caractéristique étant appréciée par mesure de l'affaissement au cône dont la valeur doit se situer entre 1 et 5 cm.

Tableau III.9 – Classes de résistance des bétons de ciment par référence au trafic

Trafic	Classe	Seuils	
		Flexion (MPa)	Fendage (MPa)
T ₀ à T ₂	0	5,5	3,3
T ₃ à T ₅	1	5	3
	2	3,5	2,1
	3	< 3,5	< 2,1

III.4.4. Matériaux utilisés dans les couches de roulement

La couche de roulement est en contact direct avec les roues des véhicules, et ses caractéristiques sont déterminantes pour le confort et la sécurité de la conduite. C'est également la couche la plus sollicitée, qui doit résister à la fois aux intempéries et à l'usure produite par le frottement des pneumatiques.

III.4.4.1. Enduits superficiels

Ils sont constitués de bitume et de gravillons répandus en couches successives. La technique des enduits superficiels est ancienne mais est encore très évolutive. La [figure III.33](#) schématisise les différents types actuels d'enduits superficiels. Chaque formule comporte ses avantages et ses inconvénients, le coût étant bien entendu croissant avec le nombre de couches.

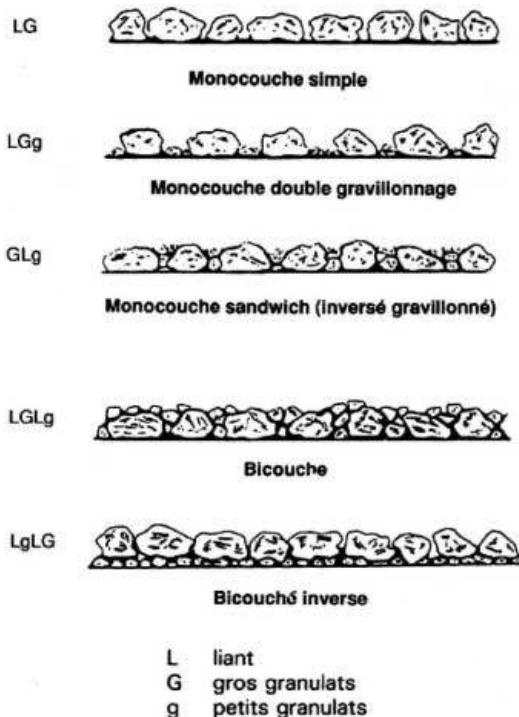


Figure III.33 – Différents types d'enduit superficiel

a) Granulats

Les granularités les plus employées sont 4 /6,3 - 6,3 /10 - 10/14 mm.

Les granulats doivent être durs et résistants au polissage, car ils sont directement au contact des pneumatiques. Ils doivent avoir une bonne forme pour ne pas se coucher à plat et être suffisamment anguleux, car les arêtes vives contribuent à l'adhérence (tableau III.10).

La propreté est une qualité tout à fait essentielle des granulats pour enduits. Compte tenu, en effet, des conditions de mise en œuvre, la présence de fines peut gêner l'adhérence du liant sur les gravillons qui sont alors chassés par le trafic. Cette propreté est évaluée par le pourcentage d'éléments inférieurs à 0,5 mm et celui des éléments inférieurs à 5 µm. Ce dernier doit impérativement être inférieur à 0,05 % du poids total.

Si les conditions de propreté ne sont pas suffisantes, il faut procéder soit à un dépoussiérage à sec, soit à un lavage, soit à un pré enrobage des gravillons (laquage). Le laquage consiste à recouvrir les gravillons d'une fine pellicule de bitume dur 40/50 ou 60/70 au dosage de 0,5 à 0,8 %, cette opération pouvant être réalisée à chaud ou à froid (émulsion à faible teneur en bitume).

Le [tableau III.10](#) ci-dessous récapitule les seuils relatifs aux différentes caractéristiques des granulats pour enduits.

b) Liant

On peut utiliser une large catégorie de liants, dont le choix se fait en fonction du niveau du trafic, de l'état du support, des périodes de mise en œuvre, des disponibilités en liant et également de l'expérience propre de l'entreprise. En règle générale, on choisit un liant d'autant plus visqueux que la circulation est importante :

- Bitumes purs 180/220 ou 80/100 ;
- Bitumes fluidifiés ;
- Émulsions de bitume dont le bitume de base est un bitume pur 60/70, 80/100 ou 180/220. La teneur en bitume varie généralement de 50 à 69 %.

Tableau III.10 – Caractéristiques des granulats pour enduits superficiels.

Essais	Trafic (PL /j)				
	T ₃ et inférieur à T ₃		T ₂	T ₁	T ₀
	< 25	25 à 150	150 à 300	300 à 750	> 750
LA.....	≤ 25	≤ 20	≤ 15	≤ 15	≤ 15
MDE.....	≤ 20	≤ 15	≤ 10	≤ 10	≤ 10
A.....	≤ 25	≤ 20	≤ 20	≤ 15	≤ 10
P1	≤ 2	≤ 2	≤ 1	≤ 0,5	≤ 0,5
CPA.....	≥ 0,45 (1)	≥ 0,5	≥ 0,50	≥ 0,5	≥ 0,55
RC.....	≥ 4	≥ 4	≥ 6	(2)
IC.....	100				

(1) On pourra admettre 0,40 comme minimum absolu lorsque la vitesse est limitée à 60 km / h.
(2) Pas de matériaux alluvionnaires dans cette classe de trafic.
LA: essai Los Angeles.
MDE: essai Microdeval en présence d'eau.
A: coefficient d'aplatissement.
P 1: % d'éléments inférieurs à 0,5 mm.
CPA: coefficient de polissage accéléré.
RC: rapport de concassage.
IC: indice de concassage.

III.4.4.2. Enrobés hydrocarbonés à chaud

Ce sont des mélanges de granulats et de bitume pur ou modifié. Le mélange est réalisé à chaud en centrale de fabrication (centrale d'enrobage).

Le fascicule 25 du CCTG (Cahier des Clauses Techniques Générales) distingue, les techniques suivantes :

- Bétons bitumineux semi-grenus destinés aux couches de roulement et de liaison pour travaux de construction, renforcement et entretien sur support à très faible déformabilité, réalisés en épaisseur de 6 à 9 cm ;
- Bétons bitumineux cloutés destinés aux couches de roulement réalisés avec les mêmes conditions de support en épaisseur d'environ 6 cm ;
- Enrobés discontinus en couches minces (3 à 4 cm) ou très minces (2 à 3 cm) pour couches de roulement ;
- Bétons bitumineux cloutés en couche mince en épaisseur de 3 cm environ ;
- Enrobés drainants pour couches de roulement, réalisés en épaisseur de 4 cm sur support en matériaux bitumineux ;
- Enrobés souples pour chaussées déformables.

On voit donc que la variété des enrobés est très grande et s'accroît d'ailleurs continuellement avec l'apparition de nouveaux produits d'entreprise.

III.4.4.2.1. Bétons bitumineux

Le choix et le dosage du liant, ainsi que la composition du squelette minéral, réalisent un compromis entre différentes exigences contradictoires.

L'importance du squelette minéral permet de bien résister à l'orniérage par temps chaud et d'offrir une adhérence acceptable en présence d'eau à vitesse élevée.

En contrepartie, ces bétons ne peuvent être mis en œuvre qu'en épaisseur relativement importante (6 ou 9 cm) pour conserver une maniabilité suffisante pendant toute la phase de compactage.

La Directive prévoit deux types de bétons bitumineux :

- Les bétons bitumineux grenus 0/10 et 0/14 ;
- Les bétons bitumineux semi-grenus 0/10 et 0/14.

En fait, seules les formules semi-grenues sont utilisées car les formules grenues sont difficiles à mettre en œuvre.

➤ Granulats

Comme pour les enduits superficiels, les gravillons utilisés dans les enrobés doivent être durs, résistants au polissage, propres, de bonne forme. Aux formules grenues correspondent des courbes granulométriques riches en gravillons et pauvres en sable alors que les formules semi-grenues sont plus riches en sable, ce qui facilite leur mise en œuvre.

➤ Liant

On utilise très généralement du bitume 40/50, exceptionnellement du 80/100 pour les routes peu circulées. Les dosages sont généralement compris entre :

- 5,5 et 5,8 % pour les 0/14 ;
- 5,8 et 6,1 % pour les 0/10.

III.4.4.2.2. Nouveaux types de bétons bitumineux

L'apparition de nouveaux types de liants, notamment les bitumes-polymères, ont simultanément ouvert de nouvelles possibilités.

Cela a permis la mise au point d'une vaste gamme de nouveaux produits, les principaux d'entre eux sont les suivants.

a. Bétons bitumineux cloutés

Ils sont obtenus en incrustant à la surface du béton bitumineux, au moment de sa mise en œuvre, des gravillons durs, non polissables, à granularité serrée (10/14, 14/18...). On dissocie ainsi les exigences d'adhérence de celles qui conditionnent les performances de la masse de l'enrobé. Les gravillons de la matrice peuvent par exemple, sans inconvénient, être du calcaire polissable.

La matrice peut être constituée d'enrobés moyens ou fins (0/10, 0/6 ou 0/4 mm).

b. Enrobés drainants

L'évacuation du film d'eau qui s'interpose entre le pneumatique et la chaussée et qui conditionne l'adhérence à grande vitesse était traditionnellement assurée par une forte macrorugosité. Les enrobés drainants, qui se sont beaucoup développés depuis quelques années, constituent une autre solution pour obtenir ce résultat. La pénétration de l'eau dans l'enrobé évite également les projections d'eau génératrice d'insécurité. Ils ont enfin comme avantage de réduire le bruit de roulement. Leur porosité, de l'ordre de 20 %, est obtenue par une granularité adaptée du squelette minéral, la teneur en sable 0/2 étant réduite à 15 ou 20 %.

Les enrobés drainants peuvent être à base de bitumes purs, mais plus fréquemment à base de bitumes avec ajouts qui permettent d'obtenir une couche de liant ou de mastic plus épaisse, en même temps que plus visqueuse.

Les différentes catégories de liants utilisés sont les suivantes :

- **Bitume pur** : on utilise généralement un bitume 60/70 dopé dans la masse, exceptionnellement un 40/50 ou un 80/100 ; la teneur en bitume varie de 4,2 à 4,8 % ;
- **Bitume additionné de fibres minérales** : les fibres peuvent être des fibres d'amiante ou de laine de roche (0,3 à 0,5 %), la teneur en fines totale est de 5 % et la teneur en bitume de 5 à 5,5 % ;
- **Bitume-polymère** : le liant est prêt à l'emploi et fabriqué en usine ; le dosage en polymère est de l'ordre de 6 % du bitume, la teneur en liant de 4,5 à 5,2 % ;
- **Bitume additionné de poudrette de caoutchouc** : le liant est fabriqué sur l'aire de la centrale dans une unité mobile réalisant la dévulcanisation du caoutchouc et sa « digestion » par le bitume ; la viscosité de ce liant est telle qu'on peut atteindre un dosage voisin de 6,5 %.

c. Enrobés très minces à chaud

Ils sont utilisés en couches de 2 ou 2,5 cm. Malgré cette faible épaisseur, leur squelette minéral a une granularité relativement importante (0/6, 0/10 ou 0/14). La courbe granulométrique est fortement discontinue de façon à obtenir une forte macrotexture. Le bitume est très généralement amélioré et renforcé par addition de polymères ou de fibres. Un bon collage sur le support est important. L'utilisation d'une couche d'accrochage est indispensable.

d. Enrobés coulés à froid

Comme les précédents, ce sont des enrobés en couche mince dont le squelette minéral est relativement gros (0/6 à 0/10), ce qui leur confère une longue macrorugosité. Par contre, le liant est de l'émulsion de bitume et la mise en œuvre est assurée par un matériel spécial qui assure la fabrication du mélange et son répandage par un traîneau de répartition équipé d'une bavette de réglage du produit.

CHAPITRE IV

OUVRAGES SOUTERRAINS

- LES TUNNELS -

CHAPITRE IV : OUVRAGES SOUTERRAINS - LES TUNNELS -

IV.1. Introduction

Lorsque le tracé d'une voie de communication passe dans une région dont le relief est accidenté, il arrive qu'il soit peu économique et parfois même pratiquement impossible de continuer cette voie en surface, on la fait alors passer en souterrain. Il n'est pas possible de donner des règles précises permettant de fixer le choix du projeteur entre le passage en tranchée ou en souterrain, mais on peut dire, pour fixer les idées, qu'on dépasse rarement 15 à 20 m de hauteur pour les talus naturels au-dessus de la plate-forme d'une voie de communication.

Le souterrain est également utilisé pour l'établissement de voies ferrées destinées aux transports urbains, dans les grandes villes soumises à une circulation routière intense. Rappelons que les souterrains sont également appelés « Tunnels ».

Les tunnels forment donc un des groupes importants des constructions souterraines : Il s'agit en effet d'ouvrages souterrains destinés à créer une liaison entre deux points en vue d'instaurer des possibilités de transport ou de communication par l'élimination des obstacles topographiques qui les séparent. Les tunnels sont des voies de communication souterraines réalisées sans l'excavation des couches supérieures de terrain.

IV.2. Optimisation de la géométrie et but des études géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

L'implantation optimale de l'ouvrage au sein du massif nécessite une bonne connaissance :

- Des différentes unités structurales constituant le massif,
- De la nature des diverses couches de terrain composant chacune des unités et de leurs relations géométriques,
- De la nature et de la position des accidents majeurs,
- De la situation et des variations des nappes aquifères,
- De l'importance des venues d'eau.

IV.2.1. Tracé en plan et profil en long

Plus précisément le tracé en plan et le profil en long sont conditionnés par :

IV.2.1.1. L'emplacement des têtes

a) Éviter autant que possible

- Les couloirs d'avalanche en haute montagne : l'examen de la végétation, souvent arrachée, la consultation des guides et des professionnels de la montagne apportent des éléments très sûrs ;
- Les zones naturellement instables qui montrent des traces de glissement, superficiels ou en masse ; la pose de repères nivelés périodiquement ou d'inclinomètres peut alors être nécessaire ;
- Les zones exposées à des chutes de blocs ;
- Les zones humides : il convient de s'écartez des fonds de thalwegs ou des zones de sources dont la proximité peut être gênante (instabilité des talus de déblais, assèchement de captages, entraînement des coulis d'injection ...etc) ;
- Les zones bâties, la proximité de canalisations ou autres aménagements analogues susceptibles de dégradations et pouvant provoquer une alimentation en eau artificielle et brutale des terrains.

b) Rechercher

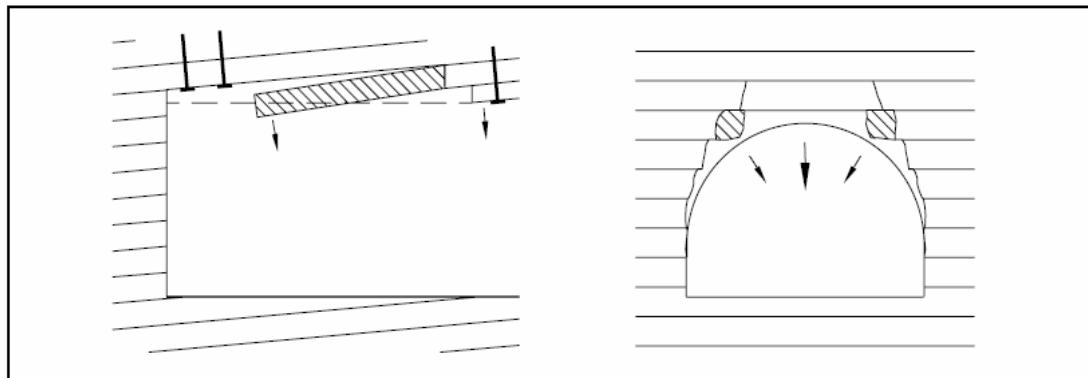
- Les zones où les terrains de bonne tenue sont les moins profonds ;
- Les zones à forte pente où la couverture augmentera très vite ;
- Les structures orientées favorablement vis-à-vis du creusement et de la stabilité du versant (si possible en travers bancs avec pendage vers la montagne).

IV.2.1.2. La nature des terrains traversés

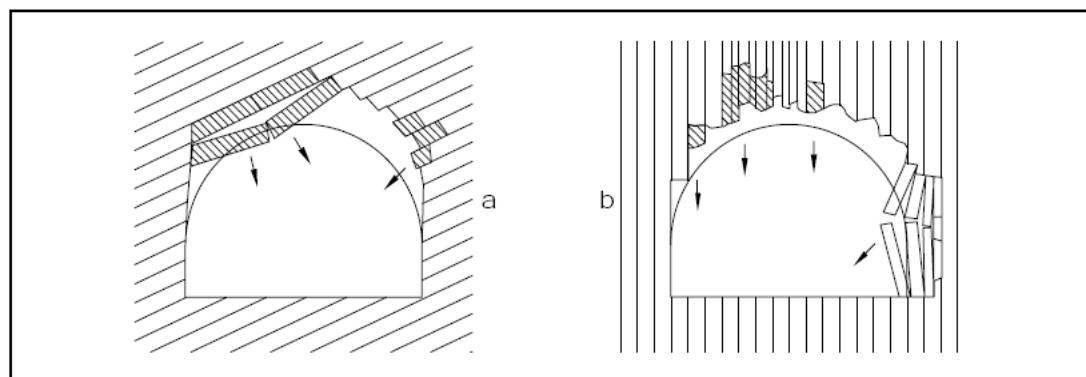
- Les roches altérées, fissurées ou altérables, les roches très déformables ou susceptibles de gonfler, les sols pulvérulents ou dont la cohésion est amoindrie, sont à éviter autant que possible.
- En cas de couches horizontales, il faut essayer de placer le tunnel ou au moins la voûte du tunnel dans celles qui possèdent les meilleures caractéristiques géomécaniques de manière à éviter les instabilités de voûte et si possible les tassements sous les piédroits.

IV.2.1.3. L'orientation du tunnel par rapport aux principales familles de discontinuités

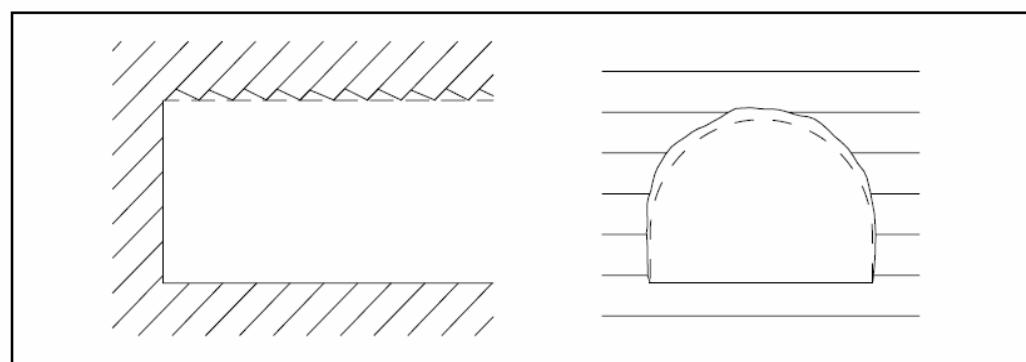
Les familles des discontinuités sont représentées par : les plans de stratification, la schistosité, les directions principales de fracturation. L'orientation en travers bancs est généralement la meilleure, celle en direction (ou recouplant les couches successives avec un petit angle) la plus défavorable ([figure IV.34](#)).



1 - Pendage subhorizontal : hors-profils et risques d'effondrement de la voûte (boulonnage)



2 - Galerie en direction : a) pendage oblique b) pendage vertical
 - hors-profils importants
 - flexion des couches minées tangentées à la paroi (boulonnage)
 - risque d'effondrement de panneaux importants dans le cas de pendage vertical



3 - Galerie en travers-bancs : d'autant moins de hors-profils que le pendage est plus proche de la verticale

Figure IV.34 – Influence de l'orientation de la stratification sur la stabilité des parois de la galerie.

IV.2.1.4. La présence d'accidents géologiques

Le plus souvent les accidents géologiques sont accompagnés de broyage et de venues d'eau :

- D'une manière générale, il faut les éviter ou si ce n'est pas possible, chercher à les franchir perpendiculairement au plus court.
- En présence d'accidents horizontaux ou faiblement inclinés, le profil en long doit être aménagé de manière à en être tenu le plus loin possible.

IV.2.1.5. La présence d'eau

Il faut d'une manière générale éviter les zones aquifères, et au contraire, rechercher les terrains secs ou imperméables.

- Dans les sols, il convient de se tenir si possible à une cote supérieure à celle du toit de la nappe pour éviter les surcoûts de réalisation induits par la mise en œuvre de dispositions constructives spécifiques telles que : traitement de terrain par injections ou congélation, pompage et rabattement de nappe, exécution d'écrans d'étanchéité, dimensionnement du revêtement pour résister aux sous-pressions.
- Dans les roches, il y a lieu de rechercher les formations massives et imperméables par opposition à celles qui sont fracturées ou poreuses (susceptibles d'occasionner des venues d'eau sur tout le tracé) ou karstiques (susceptibles de provoquer la rencontre de circulations d'eau soudaines, importantes et dangereuses).

IV.2.1.6. Les débits d'eau prévisibles

Une forte rampe facilite l'exhaure (rendre plus élevé) si les débits à évacuer sont importants. En règle générale, et même si les débits prévisibles sont très faibles, il est adopté un profil en long présentant une rampe d'une valeur minimale de 0,5 %.

IV.2.1.7. La nature et l'épaisseur de la couverture

Dans le cas d'un tunnel peu profond (épaisseur de la couverture inférieure à 50 mètres) le profil en long devra être aménagé de manière à ce que l'épaisseur de la couverture soit maximale. Les paramètres importants sont, d'une part, le rapport entre profondeur de couverture et diamètre de l'ouvrage et, d'autre part, le rapport entre contrainte initiale en place et résistance du terrain au niveau où doit être creusé le tunnel.

Dans le cas des tunnels profonds où le niveau de contrainte du terrain intervient comme un facteur déterminant dans le dimensionnement du soutènement et du revêtement, le profil en long devra être aménagé pour parvenir à un optimum dans le compromis entre l'amélioration de la roche avec la profondeur et l'augmentation de l'état de contrainte.

IV.2.2. Profil en travers

La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives ([figure IV.35](#)) :

- Aux dispositions constructives induites par le respect du programme du maître d'ouvrage, largeur roulable, trottoirs, hauteur libre, revanches diverses, sections de ventilation éventuellement, etc.... ;
- Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, charge d'eau importante, etc...) il sera recherché la forme la plus circulaire possible ; alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;
- Au procédé d'exécution : l'emploi d'un tunnelier implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement. Pour des raisons d'économie, il convient d'adopter un profil le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage ; en particulier dans les cas où un profil circulaire ne s'impose que sur une longueur assez courte, il vaudra mieux renforcer très fortement (augmenter l'épaisseur du revêtement, ferrailler le béton, mettre en place un radier contre-voûté...) le profil courant non circulaire, plutôt que d'appliquer sur toute la longueur de l'ouvrage la forme circulaire.

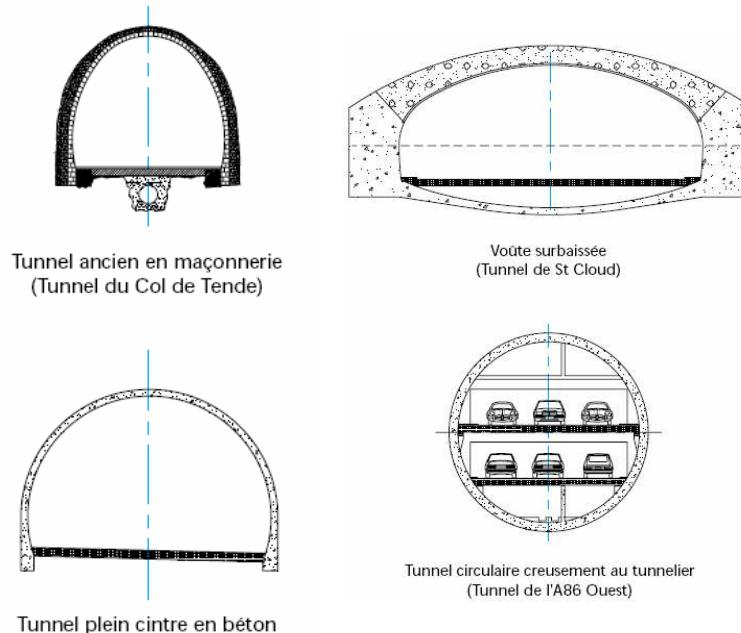


Figure IV.35 – Exemples de profils en travers pour un tunnel routier.

IV.3. Contenu des études de reconnaissances géologiques, hydrogéologiques et géotechniques

IV.3.1. Étude géologique

On doit toujours considérer comme un préalable indispensable à l'étude d'un tunnel la collecte la plus complète possible des données et documents existants relatifs à la géologie et à la géomorphologie régionale, ainsi qu'aux travaux réalisés à proximité.

Il faut se préoccuper, dès le premier stade de l'étude, de recueillir tous les renseignements possibles relatifs à :

- L'hydrogéologie de formations analogues en sites comparables à celui étudié,
- L'observation des venues d'eau au cours de travaux souterrains dans des formations comparables.

IV.3.1.1. Levé géologique de surface

Le levé géologique détaillé du site et sa transcription sous forme de documents graphiques tels que cartes, coupes, blocs diagrammes, schémas interprétatifs constitue l'outil fondamental et prioritaire du géologue.

La zone à lever, de toute façon très large au départ, peut avoir, une fois la solution optimale définie, une extension variable selon la complexité de la géologie régionale.

- Dans le cas de terrains sédimentaires horizontaux non faillés et pour un tunnel peu profond, un levé d'une centaine de mètres de largeur peut suffire.
- Au cas où la complexité de la structure l'exige, on peut être conduit à un levé plus ou moins détaillé sur plusieurs kilomètres de part et d'autre du tracé.

Le levé géologique doit obligatoirement comporter :

- Le levé de tous les affleurements avec indication de leur validité ;
- La succession stratigraphique des couches quand cela est possible ;
- La mesure de l'orientation des discontinuités dans le cas des roches (stratification, diaclases, schistosité, fissures) ;
- Le recensement des éléments relatifs à la structure tectonique (mode de plissements) et plus particulièrement la présence de failles et de zones broyées ainsi que leur géométrie et extension en profondeur.

La prévision de l'état de fissuration en profondeur à partir d'observations de surface est souvent délicate et difficile. Ces renseignements ont néanmoins une valeur indicative dont il faut tenir compte dans l'estimation de la stabilité, des hors profils, et éventuellement de la nature et de la densité du soutènement.

- La description des phénomènes de surface et plus particulièrement :
 - Altération (fissuration, produits d'altération),
 - Glissements,
 - Effondrements (dus à des exploitations, des dissolutions karstiques),
- L'inventaire des indices hydrogéologiques :
 - Relevé des sources, puits et autres points d'eau,
 - Relevé des zones d'infiltration (zones fissurées, karsts),
 - Mesures et contrôles divers (jaugeage des sources, essais de débits de puits, contrôle de trajets par traceurs...).

La synthèse de ces résultats peut être fructueusement reportée sur le schéma géologique.

L'étude doit en outre attirer l'attention sur les difficultés spécifiquement attribuables à l'eau (présence, localisation et caractéristiques des nappes, risque de rencontre de rivières souterraines, risque d'eau sous pression provoquant la boulance des terrains peu consolidés ou peu cohérents).

Les résultats **du levé géologique** conduisent à l'établissement des documents suivants :

- Carte d'affleurements avec indication de leur degré de validité,
- Carte géologique dont l'échelle dépendra de la précision qu'il est possible d'obtenir, et de l'importance du projet (1/10 000 en site montagneux pour un grand projet, 1/5 000 ou 1/2 000 pour un tunnel court en site accessible avec nombreux affleurements),
- Coupes géologiques suivant l'axe du tunnel et éventuellement suivant d'autres directions privilégiées particulièrement éloquentes (avec la même échelle en longueur et en hauteur),
- Restitution géométrique des couches au moyen d'une maquette à 3 dimensions ou d'un logiciel de visualisation, dans le cas d'une structure complexe.

IV.3.1.2. Techniques de reconnaissances

En complément du levé géologique de surface, le géologue dispose d'un certain nombre de techniques de reconnaissance susceptibles de fournir une aide à l'investigation et à la compréhension du contexte géologique.

➤ Photogéologie

En premier lieu, doit être citée la photogéologie (ou photo interprétation) qui consiste en un examen puis une interprétation des photographies aériennes ou spatiales du site concerné par l'étude. Cette interprétation, basée sur l'analyse des structures et sur l'analyse des formes, permet de reconnaître les ensembles lithologiques constituant les paysages, d'apprécier la fracturation et de localiser les grands accidents structuraux, et de procéder ainsi à une première approche du schéma tectonique et de détecter les zones singulières. Cette étude réalisée sur couples de photographies stéréographiques nécessite bien sûr une vérification, même partielle, à conduire sur le terrain pour confirmer les principales options retenues lors de l'interprétation et améliorer le calage du modèle.

Les autres techniques de reconnaissances qui peuvent être schématiquement regroupées en quatre familles :

- Méthodes géophysiques
- Sondages
- Diagraphies
- Galeries de reconnaissance

IV.3.2. Étude hydrogéologique

Les principaux problèmes posés par l'eau souterraine sont :

- L'irruption d'eau avec des débits importants susceptibles de créer des problèmes d'exhaure importants ou même de noyer le chantier,
- L'instabilité de l'excavation sous l'effet des gradients hydrauliques dirigés vers l'excavation, notamment lorsque l'excavation s'approche de zones aquifères de forte perméabilité,
- Le rabattement des nappes pouvant entraîné d'une part l'assèchement des sources et des puits et d'autre part des tassements de surface.

IV.3.2.1. Cas des sols

La présence d'une nappe au droit de l'ouvrage introduit des sujétions d'ordres divers :

- Tassements de surface sur une largeur parfois importante à la suite d'un rabattement de la nappe :
 - Tassements dus au dénoyage des sols,
 - Consolidation des argiles,
- Difficultés d'exécution causées par les tassements ou le défaut de portance sous les piédroits,
- Modifications défavorables des caractéristiques mécaniques à court terme du sol,
- Instabilité de l'excavation due au gradient hydraulique créé par le drainage au voisinage de la paroi, dans les sols faiblement cohérents. Des valeurs élevées du coefficient d'uniformité (d_{60}/d_{10}) sont néfastes,

Des méthodes d'exécution particulières (bouclier, travail à l'air comprimé) sont nécessaires, associées ou non à des traitements préalables longs et onéreux (rabattements, drainages, traitement des sols).

IV.3.2.2. Cas des roches

Les venues d'eau abondantes en pluie dans une roche très fracturée peuvent constituer une gêne importante pour la bonne marche du chantier. Des phénomènes de débourrage risquant de remblayer la galerie peuvent se produire dans les zones broyées qui accompagnent les grandes failles.

Des circulations de type karstique sont dangereuses par le risque de venues d'eau brutales à fort débit qu'elles comportent. Par ailleurs, la tenue du rocher peut en être affectée de la façon suivante :

- Des roches de qualités mécaniques acceptables et de bonne tenue au moment de l'excavation peuvent être rapidement altérées au contact de l'eau (marnes, calcaires à joints marneux ou argileux) et nécessiter la pose rapide d'un revêtement protecteur pour assurer la stabilité de l'excavation, mais aussi éviter l'apparition de désordres (tassements) en surface.
- Au contact de l'eau, certaines roches développent des pressions de gonflement non négligeables (anhydrite, certaines marnes et argiles), d'autres (sel, gypse) sont très solubles et doivent être mises hors d'eau.
- Certaines roches qui peuvent être franchies par des moyens courants si elles sont sèches (calcaires ou grès broyés...) nécessitent en présence d'eau des soutènements importants et même des traitements spéciaux avant creusement (drainage, injections).

IV.3.2.3. Reconnaissances spécifiques

En raison de l'importance des problèmes indiqués ci-dessus, une bonne connaissance des régimes hydrauliques et une prévision aussi exacte que possible des difficultés qu'ils entraîneront permet de définir :

- La nécessité de traitements spéciaux (préalables ou en cours d'exécution) ou de recours à des procédés d'exécution complexes,
- Les reconnaissances à effectuer à l'avancement,

- La conception et le dimensionnement du profil en travers de l'ouvrage et les dispositifs d'exhaure (pompes),
- Le type d'étanchéité à réaliser,
- La nature du ciment à utiliser dans le revêtement (eaux agressives).

IV.3.2.3.1. Pose de piézomètres

Les sondages de reconnaissance peuvent être utilisés pour poser des piézomètres dont le bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement, la localisation des niveaux aquifères et la forme de la nappe devant impérativement être connues. Les données que l'on cherche à préciser sont les suivantes :

- Toit et mur des nappes dans les terrains traversés par le tunnel,
- Interdépendance entre ces nappes,
- Niveau piézométrique de l'eau captive dans les terrains perméables au sein des sols imperméables traversés par le projet.

Les piézomètres posés pour l'étude du projet peuvent être utilisés pendant et après le chantier pour contrôler les modifications hydrauliques apportées par le creusement.

IV.3.2.3.2. Essais in situ et constatations dans les sondages et les galeries

➤ Observations dans les sondages

Une surveillance étroite des sondages de reconnaissance permet le plus souvent des observations très utiles pour préciser certaines données hydrogéologiques :

- Pertes de fluide d'injection,
- Venues d'eau dans les sondages,
- Traces de circulation dans les fissures du rocher, etc...

➤ Essais in situ

L'étude quantitative des nappes nécessite des essais in situ destinés à préciser les caractéristiques hydrauliques des terrains intéressés (perméabilité) et celles de la nappe (extension, coefficient d'emmagasinement). Il est utilisé essentiellement trois types d'essais :

- **L'essai LEFRANC** : s'applique plutôt au cas des sols
- **L'essai LUGEON** : est réservé au cas du rocher fracturé
- **L'essai de pompage** : constitue une opération lourde à mettre en œuvre mais aussi le seul moyen d'accéder à la détermination des paramètres quantitatifs de l'aquifère étudié.

➤ Observations dans les galeries

Les observations dans les galeries sont les plus précieuses car directement utilisables et permettent d'apprécier pour chaque formation traversée :

- Le type de venues d'eau (ponctuelles, généralisées, etc....),
- Les débits,
- Les délais d'apparition et la localisation des venues d'eau (immédiatement au front de taille, au bout d'un certain temps, en voûte, ou en radier) en relation, notamment, avec les précipitations extérieures,
- L'incidence de l'eau sur la tenue du terrain,
- La chimie des eaux et leur température,
- L'influence des écoulements sur les eaux de surface.

On peut en tirer des conclusions sur les vitesses d'avancement, la nécessité de forages à l'avancement, les délais de pose du soutènement, le choix du type d'étanchéité, la nécessité d'un traitement de terrain.

IV.3.3. Étude de la chimie des eaux

La nature pétrographique des terrains traversés peut déjà renseigner sur la nature chimique des sels dissous dans l'eau (les eaux du Trias sont presque toujours sulfatées ; les eaux des terrains cristallins sont très pures donc légèrement acides et agressives ; les eaux très douces sont aussi particulièrement agressives).

L'examen de l'état de corrosion du revêtement et des concrétions dans les ouvrages existants apporte également des renseignements (eaux calcaires, sulfureuses, ferrugineuses etc....).

Des prélèvements peuvent être effectués dans les sondages et les galeries de reconnaissance et soumis à une analyse chimique permettant de définir les possibilités de corrosion du béton, et éventuellement des métaux, et les conditions de réutilisation des débits d'exhaure.

Pour le choix du ciment, il y a lieu de se reporter aux recommandations pour les bétons devant être soumis à l'action d'eaux agressives.

IV.3.3.1. Cas particuliers des karsts

Avant travaux, on essaye de localiser les cavités et les circulations par ([figure IV.36](#) et [IV.37](#)):

- L'inventaire et la visite des réseaux souterrains,
- La gravimétrie dans les limites de ses possibilités, c'est-à-dire pour des cavités superficielles ou en galerie, avec des difficultés d'interprétation particulières dans ce dernier cas,
- Des essais de coloration dans les réseaux actifs,



Figure IV.36 – Exemple de cavité karstique

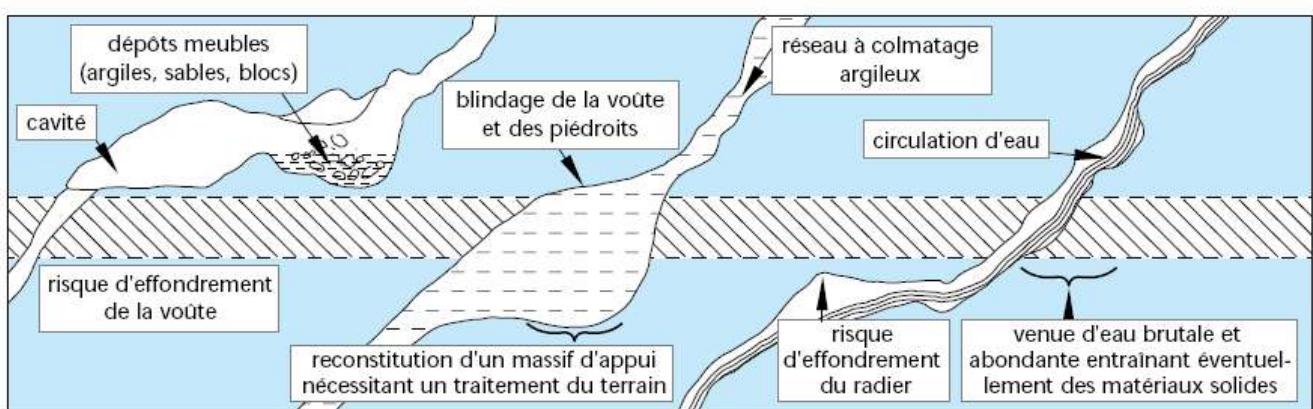


Figure IV.37 – Sujétions dues aux karsts

Une connaissance détaillée de la stratigraphie et des principaux réseaux de discontinuité du massif aide grandement le géologue à comprendre et à localiser ces circulations. La photo aérienne peut donner d'utiles indications.

IV.3.4. Étude géotechnique

IV.3.4.1. Objectifs

Ainsi, les objectifs de l'étude géotechnique sont-ils :

- De déterminer les valeurs des paramètres déterminants pour l'analyse des conditions de stabilité et pour le dimensionnement des soutènements et revêtement ;
- De recueillir toutes les informations nécessaires pour situer les différents matériaux étudiés au sein des classifications géotechniques ;
- De détecter les points singuliers et les précautions particulières qu'il convient de prendre pendant les travaux ;
- Et de procéder aux études spécifiques relatives à la mise en œuvre des méthodes d'exécution envisagées.

IV.3.4.2. Cas des sols

Les principaux problèmes posés par la réalisation des ouvrages dans les sols sont liés :

- Aux caractéristiques mécaniques des terrains traversés,
- À la présence ou non d'une nappe aquifère au niveau du tunnel,
- À l'importance que revêt dans chaque cas le problème des déformations consécutives à l'exécution de l'ouvrage, et en particulier, dans le cas des tunnels urbains, le problème des tassements de surface.

Les argiles gonflantes ou surconsolidées peuvent également poser des problèmes importants. Les essais les plus courants sont les suivants :

IV.3.4.2.1. Identification des sols

On s'attachera à déterminer les principaux paramètres contribuant à définir la nature du sol ; certains peuvent donner des indications intéressantes sur les propriétés mécaniques et hydrauliques des sols :

- Masse volumique,
- Granulométrie (courbe granulométrique, d_{10} , d_{60}/d_{10} , distribution et dimensions des gros éléments, ...)
- Indice des vides,
- Teneur en eau,
- Degré de saturation,
- Limites d'Atterberg (quand la partie argileuse est importante),
- Analyse minéralogique des argiles (le cas échéant).

IV.3.4.2.2. État initial des contraintes

Des études sur modèle mathématique tel que les éléments finis, requièrent la connaissance de l'état initial des contraintes dans le sol.

Le coefficient des terres au repos K_0 représentant le rapport de la contrainte principale horizontale à la contrainte principale verticale, souvent pris arbitrairement égal à 0,5 pour les sols normalement consolidés est difficile à déterminer. Pour les milieux cohérents diverses méthodes permettent de l'estimer : essai à déformation nulle au triaxial, essai par fracturation hydraulique, essai au pressiomètre auto-foreur.

IV.3.4.2.3. Études des caractéristiques mécaniques

➤ Résistance au cisaillement

La stabilité à court et long terme et les efforts sur le revêtement dépendent des caractéristiques de cisaillement du sol :

- Pour les milieux pulvérulents, très perméables, la cohésion en place est très faible ou nulle suivant le degré d'humidité ; en général seul l'angle de frottement interne ϕ est à déterminer à la boîte de cisaillement ou à l'essai triaxial en tenant compte de l'indice des vides initial ;
- Pour les sols fins peu perméables où les dissipations des surpressions interstitielles sont lentes, on doit distinguer la résistance au cisaillement à court terme et la résistance au cisaillement à long terme.

➤ Caractéristiques de déformation

Il faut considérer là aussi le problème des déformations à court terme et à long terme :

- **À court terme** : dans les milieux peu perméables et saturés, les déformations sont liées aux seules contraintes de cisaillement. Ces déformations seront grandes si le sol est en plasticité sur une épaisseur et une hauteur importante. Les essais triaxiaux donnent des renseignements sur la loi de comportement des sols. L'essai de plaque ou l'essai pressiométrique fournissent des indications sur le module de réaction à court terme suivant les conditions de drainage et d'essais. Cette déformation est à calculer et à contrôler en regard de la méthode d'exécution et des servitudes imposées par l'environnement en surface.
- **À long terme** : les déformations à long terme peuvent avoir pour cause :
 - Le fluage du sol,
 - La consolidation des sols fins saturés liée à la modification des contraintes résultant du creusement du tunnel, du drainage et du rabattement de la nappe,
 - Le gonflement de certains sols argileux raides et fortement consolidés résultant de la diminution de la contrainte moyenne dans certaines zones autour du tunnel, souvent sous le radier.

IV.3.4.2.4. Caractéristiques hydrauliques

➤ Étude de perméabilité

La perméabilité des terrains intervient dans la détermination :

- Des procédés à envisager pour s'affranchir de la présence éventuelle de la nappe aquifère,
- Des procédés à envisager pour améliorer éventuellement les caractéristiques mécaniques :
 - Du sol de fondation (stabilité de l'ouvrage pendant les phases provisoires et en phase définitive),
 - Des terrains sus-jacents (limitation des désordres en surface, en particulier pour les ouvrages urbains).

Ces deux aspects complémentaires interviennent dans le choix de la méthode d'exécution. On doit effectuer les essais suivants :

➤ Essais de perméabilité in situ

Il est nécessaire d'effectuer des essais d'eau in situ dans les sols pulvérulents ou cohérents. Dans le cas des sols très plastiques qui sont pratiquement imperméables, ces essais ne présentent pas d'intérêt.

Les coefficients de perméabilité des sols varient sur une échelle très étendue et leur détermination se fait avec une précision généralement voisine d'une puissance de 10, ce qui laisse une forte marge d'incertitude sur les débits d'exhaure.

IV.3.4.3. Cas des roches

Le comportement du massif rocheux encaissant l'excavation dépend :

- De l'état de contrainte initial in situ régnant au droit de l'excavation projetée,
- Des propriétés intrinsèques de la roche constituant le massif,
- Des discontinuités affectant la roche,
- Et des conditions hydrogéologiques.

IV.3.4.3.1. État initial de contrainte

L'état de contrainte intervenant directement dans la détermination des conditions de stabilité de l'excavation, il est souhaitable d'en connaître, l'intensité et l'orientation des composantes.

Cependant, les techniques mises en œuvre pour déterminer l'état de contrainte in situ ainsi que les méthodes d'exploitation des résultats sont lourdes et complexes, aussi dans la pratique est-on le plus souvent amené à distinguer selon les cas :

- Dans le premier cas où la résistance de la roche est largement suffisante pour supporter la concentration de contrainte induite à la périphérie de l'excavation, l'étude de l'état de contrainte peut être limitée à l'estimation de la contrainte verticale majeure σ_v , prise alors égale à la contrainte géostatique due au poids de la couverture :

$$\sigma_v = \rho \cdot g \cdot h$$

Où :

- ρ est la masse volumique du terrain constituant la couverture,
- g est l'accélération de la pesanteur,
- h est l'épaisseur de la couverture.

- au contraire lorsque l'approximation de l'état de contrainte calculée de cette manière montre que la roche sera sollicitée par un état de contrainte dont l'intensité est supérieure au quart de la valeur de sa résistance à la compression simple, il convient, dans la perspective d'une modélisation et d'un calcul de la stabilité de l'excavation au moyen d'une approche numérique, de déterminer aussi complètement que possible les trois contraintes majeures ; l'objectif minimal étant la connaissance des deux contraintes principales dans le plan orthogonal à l'axe de l'ouvrage projeté.

Les principales méthodes permettant de déterminer l'état de contrainte en place sont les suivantes :

- La méthode du sur-carottage qui se pratique en forage à faible distance d'une paroi,
- La fracturation hydraulique,
- La méthode du vérin plat (on ne peut donner l'état de contrainte que très près de la paroi du puits ou de la galerie à partir desquels est réalisée la mesure).

IV.3.4.3.2. Propriétés de la roche

Les propriétés des roches mesurées sur échantillons sont souvent anisotropes et de ce fait il est nécessaire de procéder à des essais dans plusieurs directions.

Les échantillons soumis aux essais de laboratoire ne doivent pas être choisis de manière aléatoire, mais résulter d'une interprétation claire des variations de la lithologie d'une formation qui sera considérée comme homogène ; par exemple dans une formation sédimentaire stratifiée le choix des échantillons résultera de la connaissance des séquences de sédimentation.

➤ Identification

- Masse volumique,
- Porosité,
- Teneur en eau à l'état naturel,
- Teneur en CaCO_3 .

Pour tous les matériaux calcaires dolomitiques et (ou) marneux, il convient de déterminer la teneur en CaCO_3 et éventuellement en MgCO_3 et en argiles.

IV.3.4.3.3. Caractérisation mécanique

Les essais sont à réaliser de préférence sur des échantillons de roche à la teneur en eau naturelle.

- Mesure de la résistance à la compression simple,
- Mesure de la résistance à la traction.

Ces deux essais, permettent de déterminer très facilement et efficacement la valeur de la résistance de la roche à prendre en compte pour étudier la stabilité.

- Mesure du module de déformabilité,
- Mesure du coefficient de Poisson.

Ces caractéristiques de déformabilité à court terme doivent nécessairement être déterminées dans les cas où compte-tenu de l'état de contrainte et de la valeur de la résistance de la roche, il faut s'attendre à des déformations radiales importantes à la périphérie de l'excavation (convergence relative), afin de pouvoir les utiliser dans le calcul prévisionnel destiné à apprécier l'amplitude des déformations et à dimensionner le soutènement correspondant.

IV.3.4.3.4. Altérabilité

Sous ce vocable sont regroupés tous les processus de modification de l'état d'une roche susceptibles de conduire assez rapidement à une réduction notable des caractéristiques mécaniques. Ces processus sont essentiellement le délitage, la dissolution et le gonflement.

Le délitage affecte plus particulièrement les roches "schisteuses" ou présentant localement des zones "schisteuses", il apparaît suite à l'action de la décompression, de l'humidité de l'air ambiant ou des circulations d'eau et se manifeste par une perte totale de cohésion entre les différents feuillets constituant la roche. L'étude géotechnique doit permettre d'estimer ce risque au moyen d'essais spécifiques adaptés à chacun des cas et dont les procédures et méthodes d'interprétation doivent être indiquées en détail.

La dissolution concerne essentiellement les évaporites dont les représentants les plus couramment rencontrés dans le domaine du génie civil sont le gypse et l'anhydrite. Dans un tel cas, il convient de déterminer le risque de dissolution et d'entraînement de matériau qui dépend du degré de fissuration, des proportions relatives d'anhydrite et de gypse et des conditions hydrogéologiques (circulations ou non) ; l'étude géotechnique comportera donc :

- Une quantification de la micro-fissuration par l'indice de discontinuité ;
- Une analyse minéralogique complète apte à donner les teneurs respectives en anhydrite, gypse et éventuellement autres composantes,
- L'étude des possibilités de drainage au sein du massif et à la périphérie de l'ouvrage projeté.

IV.3.4.3.5. Quantification des discontinuités sur carottes

En complément de l'analyse des discontinuités réalisée dans le cadre de l'étude géologique et du levé de terrain, il peut être nécessaire ou simplement utile de procéder à une quantification des discontinuités par l'intermédiaire :

- Du RQD calculé sur les carottes de sondage,
- De l'indice de continuité I_c défini comme suit :

$$I_c \% = \frac{V_{Im}}{V_{Ic}}$$

Où

V_{Im} est la vitesse des ondes mesurée en laboratoire sur éprouvette,

V_{Ic} est la vitesse théorique des ondes calculée à partir de la composition minéralogique de la roche considérée. Cette composition peut être obtenue à partir de l'analyse d'une lame mince de roche.

Ainsi défini, I_c mesure plus l'influence des microfissures, pores et minéraux altérés existant dans la roche que celle des discontinuités. En outre I_c est souvent difficile à déterminer en raison de la méconnaissance de la composition minéralogique exacte de la roche.

C'est pourquoi on se réfère également à un indice de continuité prime I_c' qui est déterminé par le rapport de la vitesse des ondes mesurées in situ (par sismique par exemple) V_{Is} à la vitesse des ondes V_{Im} mesurée en laboratoire sur éprouvette.

- Ou encore d'essais d'eau de type LUGEON dont l'unité de perméabilité renseigne sur la densité de fracturation et (ou) la nature de la fracturation (fermée ou ouverte) du milieu rocheux.

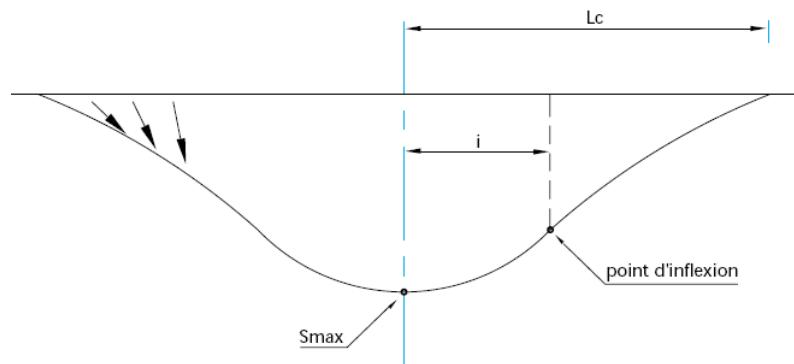
IV.3.5. Études spécifiques

IV.3.5.1. Tassements

Il existe un certain nombre de méthodes permettant d'estimer de manière simple les tassements à la surface du sol engendrés par le creusement d'un tunnel ([figure IV.38](#)).

Ces méthodes reposent souvent sur une démarche comportant les étapes suivantes :

- Évaluation des pertes de volume générées par le creusement du tunnel (pertes dues à l'extrusion du front de taille, à la convergence des parois),
- Évaluation de la part de ces pertes se répercutant en surface, (en cas de tunnel à faible profondeur, on fait généralement l'hypothèse d'une transmission intégrale du volume perdu en surface),
- Choix de la forme de la cuvette de tassement, détermination de sa largeur à partir des caractéristiques géométriques du tunnel (dimension, profondeur) et de la nature du terrain,
- Calcul de la profondeur de cette cuvette pour retrouver en surface un volume égal à celui des pertes prises en compte.



LC	= demi-largeur de cuvette
i	= distance du point d'inflexion au centre de la cuvette
Smax	= tassement maximal
Vc	= volume de la cuvette (pour une tranche de 1 mètre)

Figure IV.38 – schéma d'estimation du tassement dû au creusement d'un tunnel

IV.3.5.2. Gonflement

Dans certains cas le phénomène de gonflement est susceptible d'induire des désordres très importants :

- Soit immédiatement lors du creusement sous forme principalement de soulèvement et de déstructuration de la roche sise en radier et accessoirement d'instabilité en base de piédroit,
- Soit ultérieurement, bien après la mise en service, sous forme de pressions très élevées s'exerçant sur le revêtement rigide, le plus souvent en radier mais aussi dans certains cas (zones tectoniques altérées) sur tout le contour du revêtement.

De manière très schématique la démarche à suivre pour atteindre ces objectifs peut être la suivante :

- Dès que l'environnement géologique est susceptible de contenir des minéraux argileux (argiles, marnes, molasse marneuse, zones de faille, zones karstifiées, ...etc) il est impératif de déterminer la présence ou non parmi ces minéraux de smectites (minéraux argileux expansifs en présence d'eau dont le type est la montmorillonite) ou d'interstratifiés comportant un feuillet de smectites ;
- Cette détermination doit être effectuée soit par des analyses minéralogiques complètes, soit par des analyses minéralogiques semi quantitatives (détermination aux rayons X), soit encore par un essai au bleu de méthylène ou mieux par une association de deux de ces méthodes, les résultats de l'une validant l'autre et inversement ;
- Si la présence de tels minéraux est avérée il convient de procéder à des essais de gonflement :
 - Mesure de la pression de gonflement à volume constant,
 - Essai Huder-Amberg, afin de quantifier le risque et de disposer des données pour prévoir les efforts pouvant être induits (par le gonflement) sur le revêtement de radier.

IV.4. Phasage classique de réalisation d'un tunnel

IV.4.1. Méthode d'excavation

En ingénierie il existe plusieurs méthodes de creusement de tunnel, le choix de la méthode dépend de certaine paramètre, nature du sol ou de la roche, la géométrie du tunnel, l'environnement, le niveau de la nappe phréatique...etc.

On distingue deux grandes tendances :

- Le creusement conventionnel (ou traditionnel) ;
- Le creusement au tunnelier (TBM)

IV.4.1.1. Abattage à l'explosif

- Technique d'abattage la plus utilisée dans les roches en pleine et demi-section.
- Le plan de tir doit être adapté pour limiter l'effet des tirs sur le terrain encaissant et assurer un découpage soigné de la section.
- Des précautions doivent parfois être prises pour limiter les effets des ébranlements sur les structures existantes (environnement urbain en particulier).

IV.4.1.2. Abattage par machine à attaque ponctuelle

- Technique d'abattage n'entraînant pas d'ébranlement dans l'environnement et préférable à l'explosif, dans certains cas.
- Utilisation limitée par les caractéristiques de résistance du terrain encaissant.

On peut aussi, dans certains cas, avoir recours à l'utilisation de pelles et brise-roches.

IV.4.1.3. Excavation par machine foreuse à pleine section (tunnelier)

- Bien adaptée actuellement aux petites et grandes sections en terrain tendre à moyennement dur ($R_c < 120$ MPa généralement).
- Bien adaptée aux zones urbaines et aux ouvrages longs.
- Difficultés en cas de rencontre d'un accident ou en terrains hétérogènes.

L'incidence d'un tel choix sur le profil en travers du tunnel doit être prise en compte suffisamment en amont des études.

IV.4.2. Phasage de creusement par méthode conventionnelle (Explosifs / Attaque ponctuelle)

IV.4.2.1. Abattage à l'explosif et par machine à attaque ponctuelle

L'abattage avec emploi des explosifs est généralement utilisé pour l'exécution de tunnels situés dans les roches dures pour lesquels un abattage manuel (marteaux piqueurs, pelle hydraulique) ou un terrassement mécanique (machine foreuse pleine section ou à attaque ponctuelle, brise roche) n'est plus envisageable du point de vue technique ou économique. L'abattage à l'explosif s'effectue pour chaque volée d'avancement de manière cyclique selon les opérations élémentaires suivantes :

Par le biais du chariot de forage, il est effectué le forage des trous d'une volée. Le nombre de trous d'une volée diffère selon les caractéristiques du rocher. La longueur de ces trous est comprise entre 1,5 m et 5 m, selon la qualité du terrain, et la répartition des trous est établie précisément selon un plan d'exécution de forage (une maille approximative de 1 m x 1 m) ([voir figure IV.39](#)).

L'explosif employé sur chantier est fabriqué sur place (en tunnel), ensuite, le chargement peut commencer. La séquence de détonation suit un plan établi qui permet de limiter au maximum la quantité d'explosif qui explose en même temps. Le marinage doit être fait juste après le tirage.

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front. Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics

de l'industrie minière, un Brise-Roche Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ($50\text{ MPa} < \text{Rc} < 80\text{ MPa}$), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif.

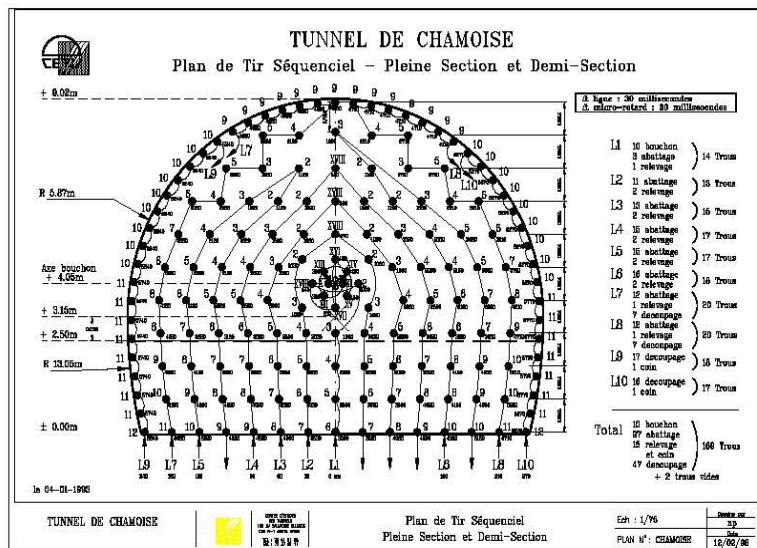


Figure IV.39 – Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993).

IV.4.2.2. Purge et marinage

Après chaque tir, certains blocs de roches sur le front, en voûte et pied droit sont instables. L'opération de **purge** est assez délicate, puisqu'elle consiste à détacher ces blocs et écailles à l'aide d'un marteau brise roche ou d'une fraise installés sur le bras d'une pelle mécanique spécialement conçu pour cet usage.

L'autre opération simultanée ou venant juste après, qui consiste à charger et évacuer les déblais, s'appelle le **marinage**. Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper). Lorsque la distance l'impose, on peut être amené à utiliser une locomotive tractant des berlines ou encore un convoyeur à bande. Dans ce dernier cas, il convient de prévoir un concasseur pour réduire la taille des blocs.

IV.4.2.3. Pose du soutènement

Le plus proche possible du front, mais pas trop près non plus, on vient placer un soutènement. Autrefois provisoire, en attendant le revêtement, il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme. Parfois il peut même rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydrogéologique le permet. Il a un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs), assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. Il sert aussi de carapace protectrice vis-à-vis de l'altération des terrains en paroi. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le décousu.

IV.4.2.4. Pose de l'étanchéité

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif, on place un film synthétique en PVC qui assure l'étanchéité de l'ouvrage (étanchéité dite à l'extrados). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice.

IV.4.2.5. Pose du revêtement

Après stabilisation des convergences, loin du front pour ne pas perturber le chantier et parfois même à la fin du creusement, on vient poser "plutôt couler" le revêtement définitif du tunnel. Il a une fonction de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement,) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement,). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et enfin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage.

CHAPITRE V

***- LES DIGUES ET
TRAVAUX MARITIMES -***

CHAPITRE V : LES DIGUES ET TRAVAUX MARITIMES

V.1. Introduction

Les ouvrages de protection contre la houle sont les ouvrages qui permettent de protéger un port ou une partie d'un port (plan d'eau, terre-plein) contre les actions de la houle (attaque directe, franchissements, submersion, érosion...).

Certains de ces ouvrages peuvent aussi être utilisés pour protéger des installations ou des ouvrages isolés (prise d'eau, émissaire en mer) ou même des portions de littoral.

Ce sont des ouvrages artificiels construits par l'homme, à l'exception des ouvrages naturels qui peuvent avoir les mêmes fonctions. Certains de ces ouvrages peuvent être situés à l'intérieur du port ; ils permettent alors d'améliorer ou de compléter la protection contre la houle : jetées intérieures, contre-jetées, talus de terre-pleins ou plages d'amortissement.

D'une manière traditionnelle, on peut classer ces ouvrages en digues ou brise-lames ou jetées qui se subdivisent en :

- Digues à talus construites généralement à l'aide d'enrochements naturels ou artificiels (béton) ;
- Digues verticales dont la paroi exposée à la houle peut être ou non perméable ;

V.2. Études préalables

Avant d'entreprendre l'implantation finale et la construction d'un ouvrage de protection contre la houle, il est nécessaire de bien connaître les caractéristiques du site ainsi que les ressources locales, de façon à réaliser un ouvrage qui soit optimisé en fonction des critères fondamentaux que sont :

- La durabilité ;
- L'efficacité de la protection contre la houle ;
- Le coût de construction ;
- Le coût d'entretien.

En général, les renseignements recueillis lors de la phase préliminaire des études sont suffisants pour pouvoir déterminer l'implantation du port et les caractéristiques de ses ouvrages principaux de protection contre la houle, mais ils s'avèrent souvent trop partiels pour pouvoir définir et concevoir de façon précise le dit ouvrage.

Il y a donc lieu, dans la plupart des cas, de recourir à une campagne de reconnaissance spécifique au site retenu.

V.2.1. Caractéristiques géotechniques du site

Les reconnaissances géotechniques porteront sur les divers aspects, exposés ci-après, de façon à utiliser les matériaux disponibles sur le site ou à proximité immédiate comme fondation ou comme éléments constitutifs de la digue.

V.2.1.1. Fondation de la digue

La campagne de reconnaissance devra préciser les caractéristiques des sols à prendre en compte pour le calcul des ouvrages, non seulement en ce qui concerne la stabilité proprement dite, mais aussi en ce qui concerne les évolutions à moyen terme (tassements).

Si l'on envisage un ouvrage sur pieux, on déterminera la force portante de ceux-ci au moyen de techniques de reconnaissance appropriées (pressiomètre, pénétromètre dynamique et statique).

Pour un ouvrage plus massif tel qu'une digue à talus, compte tenu du volume important des matériaux mis en œuvre et donc de la surcharge correspondante du sol de fondation, on essayera d'évaluer les tassements par les diverses méthodes utilisables (edomètre, pressiomètre).

Dans les zones soumises à des actions sismiques, on procédera à une étude particulière permettant d'évaluer le risque de liquéfaction du sol, notamment si celui-ci est constitué de sables lâches, de sables silteux ou carbonatés.

V.2.1.2. Fourniture de matériaux nécessaires à la construction

Une étude particulière des matériaux situés à proximité ainsi que de ceux qui forment le fond de la mer doit être entreprise dans le but de définir leur aptitude à être utilisés dans l'ouvrage :

- Les sables comme soubassement de digue à talus, remplissage en noyau de digue, lest de caissons préfabriqués, agrégat pour les bétons ;
- Les galets comme soubassement de digue, agrégats pour béton ;
- Les enrochements.

L'utilisation des matériaux du site permet de réaliser d'importantes économies, si l'on a pris soin de déterminer dans quelles conditions ces matériaux peuvent être utilisés et notamment les traitements à leur appliquer tels que : lavage, criblage et concassage des agrégats.

V.2.1.3. Sédimentologie actuelle

Les ouvrages portuaires sont le plus fréquemment installés près des côtes, là où le transit littoral est le plus important. De façon à prévoir l'impact du nouvel ouvrage, il est primordial d'avoir une idée précise de la sédimentologie actuelle.

Un transport de sédiment de 50 000 m³/an en un point donné peut être la résultante de deux transports importants et de sens contraire, de 200 000 m³/an et de 250 000 m³/an, et l'implantation d'un ouvrage interrompra non pas le transport résiduel mais bien l'ensemble des deux transports. Ces matériaux se déposeront de part et d'autre de l'ouvrage et les côtes avoisinantes reculeront par manque d'apport.

À l'inverse, si l'on veut planter une digue dans une zone érosive, il y aura lieu de prévoir des dispositions constructives permettant d'en stabiliser le pied.

V.2.2 Caractéristiques océanographiques du site

V.2.2.1. Bathymétrie

La connaissance précise de la bathymétrie ou topographie sous-marine est primordiale lors de l'établissement du projet. Il y a lieu de procéder à deux campagnes de reconnaissance dont le but est bien différent.

La première, très précise, doit être entreprise à l'emplacement projeté pour la future digue. Le maillage des points de sonde est bien entendu fonction de la morphologie des lieux. Lorsque le site est très accidenté (falaises sous-marines, récifs coralliens, etc.), il est souhaitable d'avoir un relevé sur la base d'une maille de 10 m, voire 5 m dans les cas les plus difficiles. Si le site est peu accidenté (talus sous-marin en pente douce et régulière), le maillage peut être plus lâche pour arriver jusqu'à 20 m. Le but de cette campagne est bien entendu de pouvoir réaliser un avant-projet suffisamment précis, d'estimer correctement les quantités à mettre en œuvre et enfin d'établir les plans correspondants.

La seconde, qui a pour but de pouvoir estimer les caractéristiques de la houle qui viendra frapper l'ouvrage à partir de celles de la houle au large, devra être réalisée sur un espace beaucoup plus grand que le précédent, mais avec une maille beaucoup plus lâche.

Cet espace de mesure est en fait fonction de la longueur d'onde de la houle incidente et peut être borné par deux considérations :

- La profondeur d qui, si elle est supérieure à la moitié de la longueur d'onde L de la houle, n'influe pas sur la réfraction de la houle donc sur la modification de celle-ci ;
- L'éloignement qui devra être de l'ordre de 30 à 50 longueurs d'onde, distance suffisante pour prendre en compte les modifications de la houle à proximité de l'ouvrage.
- Bien entendu, des variations importantes dans la topographie, même éloignées, doivent être reconnues.

V.2.2.2. Houles

Une fois connues les houles au large, il s'agit de les « ramener à la côte », c'est-à-dire de caractériser la houle qui viendra frapper l'ouvrage.

À partir des caractéristiques de la houle au large et en utilisant les méthodes de mouvements de la mer et des modèles en hydraulique maritime, il est possible d'estimer avec une bonne approximation la houle à prendre en compte pour le calcul de l'ouvrage.

En plus des caractéristiques des houles extrêmes (période T_{pic} correspondant au pic d'énergie du spectre et creux significatif H_s), il est utile de connaître la durée de la tempête de référence et l'évolution de la période et du creux de la houle pendant celle-ci pour pouvoir en tenir compte dans l'établissement du projet.

Ainsi, on déterminera pour les conditions normales (CN) et pour les conditions exceptionnelles (CE), par analogie aux règlements aux états limites de service (ELS) et aux états limites ultimes (ELU), les caractéristiques des houles à prendre en compte (T_{pic} , H_s) ainsi que l'histogramme des tempêtes correspondantes. Bien entendu, on tiendra compte de l'effet des autres ouvrages du port.

V.2.2.3. Vents

L'étude des vents locaux n'est à entreprendre que s'ils sont susceptibles de modifier notamment les caractéristiques de la houle au large ou s'ils peuvent avoir un impact important sur le franchissement par la houle des ouvrages de protection.

V.2.2.4. Courants

Une étude particulière est à entreprendre si les courants quels qu'ils soient, y compris ceux générés par la houle, sont susceptibles, soit de modifier profondément les caractéristiques de la houle, soit, par leur capacité de transport des matériaux, notamment ceux mis en suspension par la houle, de modifier la sédimentologie le long de l'ouvrage.

Dans ce dernier cas, il faudra prévoir des dispositifs anti-affouillement en cas d'érosion présumée, ou des mesures destinées à lutter contre l'engraissement si celui-ci n'est pas souhaité.

V.2.2.5. Niveaux de référence

À partir des données recueillies et des études faites, il est possible de déterminer pour les conditions normales (CN) et les conditions exceptionnelles (CE) les niveaux d'eau à prendre en compte qui permettront de définir et de calculer les diverses parties de l'ouvrage :

- Niveau de référence haut NRH
- Niveau de référence bas NRB

D'une manière générale, les parties hautes des ouvrages sont plus exposées lorsque le niveau s'établit au NRH et réciproquement pour les parties basses.

V.2.3. Matériaux disponibles

Outre la recherche des matériaux marins nécessaires ou simplement utiles à la réalisation de tels ouvrages, il est nécessaire de bien cerner les ressources en matériaux principalement utilisés dans ce type d'ouvrage.

V.2.3.1. Carrière d'enrochements

Lors de la construction de digues à talus en enrochements, le besoin en ce type de matériaux est très important et peut atteindre plusieurs millions de mètres cubes.

Il y a donc lieu de procéder à une reconnaissance géotechnique permettant de choisir la carrière qui devra fournir l'ensemble du chantier. Mais cette reconnaissance n'est, en général, pas suffisante et il faudra procéder à des tirs expérimentaux qui permettront de définir la proportion et la granulométrie des enrochements que l'on peut espérer de cette carrière.

Il est bien rare que la carrière soit homogène et cela peut réservé quelques surprises désagréables.

De plus, l'exploitation de la carrière avec des tirs journaliers n'est pas sans conséquence sur la fissuration ou la microfissuration de la roche en place, et les blocs obtenus en fin de chantier sont généralement de moins bonne qualité que ceux obtenus au début.

Par ailleurs le concepteur s'attachera à utiliser l'ensemble des produits de carrière et à limiter le tri et la manipulation des enrochements. Ainsi on évitera de prévoir des catégories 0,5 t à 2 t puis 3 t à 8 t qui supposent 2 tris et laissent un résidu de blocs compris entre 2 t et 3 t.

En tout état de cause, il est rare que même une excellente carrière puisse produire plus de 30 % d'enrochements de catégorie supérieure à 1 t.

V.2.3.2. Bétons

La construction des ouvrages de protection, dès lors qu'ils sont d'une taille importante, utilise beaucoup de béton :

- Non armé pour les blocs artificiels des carapaces des digues à talus ;
- Armé par les caissons des digues verticales.

Il s'agit donc de produire en grande quantité un béton de bonne qualité lui permettant de résister à l'eau de mer.

V.2.3.3. Aciers

La fourniture des aciers pour béton armé ou pour les pieux doit respecter les normes en vigueur.

On vérifiera, notamment lorsqu'il s'agit de réaliser un ouvrage dans certains pays aux approvisionnements difficiles, que l'on disposera en temps utile des quantités, qualités et dimensions nécessaires.

Il ne faut pas oublier que l'eau de mer est agressive et produit une corrosion très active à l'interface eau-air. En l'absence de protection, il est donc raisonnable de tabler sur une corrosion pouvant atteindre 2 à 3 mm au bout de 10 à 15 ans pour les aciers directement exposés (pieux, tubes).

V.3. Choix du type d'ouvrage

Le choix du type d'ouvrage à réaliser est en fait assez simple et se résume dans la plupart des cas à choisir entre une digue à talus et une digue verticale. Pour cela, on pourra recourir à une ou des analyses multicritères pour lesquelles on aura eu soin de mettre en évidence des critères éliminatoires (contraintes techniques, contraintes d'environnement, contraintes d'efficacité...etc.).

V.3.1. Digues à talus

Les digues sont réalisées au moyen de matériaux plus ou moins grossiers, arrangés globalement sous la forme d'un trapèze qui va opposer à la progression de la houle une résistance d'autant plus efficace que le massif sera élevé et peu poreux. La houle résiduelle ou créée derrière l'ouvrage sera composée :

- De la houle transmise à travers l'ouvrage ;
- De la houle qui franchira l'ouvrage soit par déversement au-dessus de celui-ci, soit par des paquets de mer jaillissant à plusieurs dizaines de mètres de hauteur et qui, poussés par le vent, retomberont derrière l'ouvrage.

V.3.1.1. Éléments constitutifs de la digue

Une digue à talus est composée ([figure V.40](#)) :

- D'un soubassement et éventuellement d'un tapis de pied à la partie inférieure de la digue ;
- D'un noyau protégé par des sous-couches et par des carapaces en éléments capables de résister à l'attaque de la houle côté extérieur, mais aussi côté intérieur, pouvant être maintenues en partie basse par des butées de pied ;
- De cavaliers de pied qui renforcent, si besoin, l'ouvrage en partie basse ;
- Enfin d'un couronnement en partie haute.

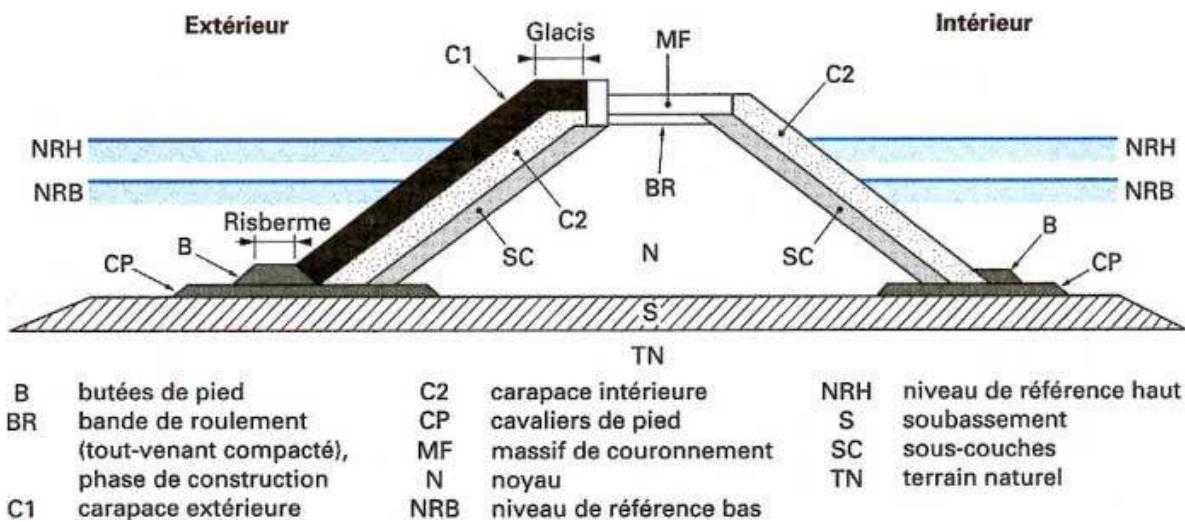


Figure V.40 – Coupe type d'une digue à talus : éléments constitutifs

V.3.1.2. Mode de fonctionnement

La houle qui vient frapper une digue à talus a une action complexe et diversifiée. Lorsque l'on observe en modèle réduit l'action de la houle, on constate que :

- À vague montante, elle exerce sur la carapace une action de bas en haut qui tend à soulever les blocs situés à l'extérieur ;
- À vague descendante, les blocs sont aspirés vers le bas et reprennent dans la plupart des cas la place qu'ils occupaient auparavant.

L'analyse plus fine du phénomène montre que (figure V.41) :

- À lame montante, la houle à l'extérieur de la digue agit bien comme indiqué sur la figure V.41, pendant qu'une partie de l'eau et de l'énergie va s'infiltrer à l'intérieur de la carapace et des sous-couches. Compte tenu des frottements et des pertes de charge, cette ascension intérieure sera plus lente que celle constatée à l'extérieur de la digue ;
- Au début du mouvement de reflux de la vague à l'extérieur, le mouvement de l'eau à l'intérieur est toujours ascendant, puis le mouvement intérieur va s'inverser.

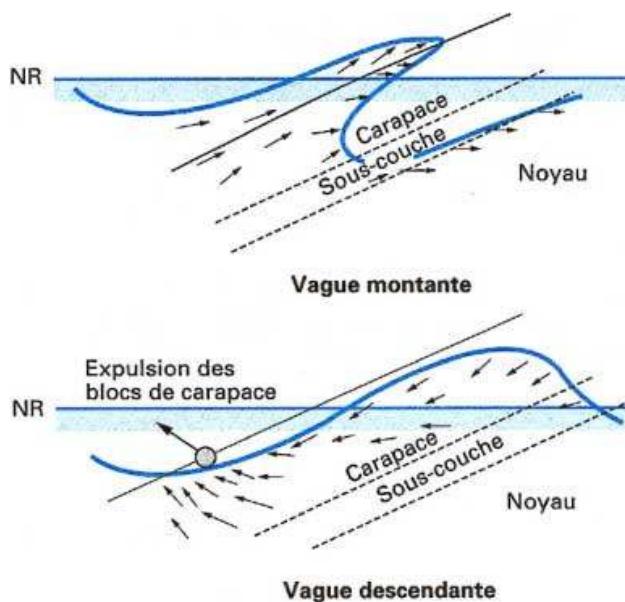


Figure V.41 – Action de la houle sur une digue à talus

On constate alors un déphasage du niveau de l'eau entre l'intérieur de la digue (carapace et sous-couches) et l'extérieur, qui va produire deux effets :

- **En partie haute de la digue** : arrachement des blocs les moins stables qui peuvent être complètement éliminés de la digue soit parce qu'ils retombent au pied de celle-ci, soit parce qu'ils sont emportés du côté intérieur par les franchissements ;
- **En partie basse de la digue** : expulsion horizontale des blocs soumis à la différence de pression maximale lorsque la lame est au niveau le plus bas à l'extérieur et au niveau le plus haut dans la digue.

Du point de vue de l'efficacité en matière de réflexion de la houle, l'optimum est atteint lorsque le déphasage est égal à la demi-période de la houle : l'onde réfléchie ou réémise est en opposition de phase avec l'onde incidente. Par contre, l'action sur les éléments de carapace est la plus importante dans ce cas.

Le déphasage dépend de très nombreux paramètres parmi lesquels on peut citer :

- Les caractéristiques de la houle : creux, période, longueur d'onde, cambrure ;
- Les caractéristiques du fond : profondeur d'eau, pente des fonds ;
- Les caractéristiques de la digue : pente du talus, porosité et rugosité de la carapace et des sous-couches (à l'échelle de la houle), perméabilité du noyau.

Chaque cas est un cas particulier qui devra être étudié. Par ailleurs, une partie de la houle peut passer par-dessus l'ouvrage (franchissements et déversement) ou même se propager à l'intérieur de celle-ci si la porosité du noyau le permet.

V.3.2. Conception de la digue

V.3.2.1. Soubassement

Le soubassement est destiné à asseoir le corps de la digue en le surélevant de façon à économiser les matériaux nobles. Il est généralement réalisé avec des matériaux provenant du site : galets, sable.

Dans le cas où ces matériaux sont susceptibles d'être remaniés par la houle, il y a lieu de les protéger par des matériaux plus grossiers que l'on dépose en tapis.

Ce soubassement peut aussi servir de filtre entre le corps de digue et le sol sous-jacent. Lorsque celui-ci est très fin, il pourra s'avérer nécessaire de disposer à l'interface un tapis de fascines ou un géotextile lesté, de façon à limiter l'enfoncement du noyau dans le sol en place.

V.3.2.2. Noyau

Une attention particulière doit être apportée à la réalisation du noyau car cela conditionne la qualité de l'ouvrage. Le noyau devra être non poreux pour arrêter les ondes longues contenues dans la houle et donc comporter des éléments fins en quantité suffisante.

Pour qu'il puisse être mis en œuvre et résister à la houle lors de la construction ainsi qu'aux pressions transmises dans l'ouvrage fini, il devra être bien charpenté. On recourra donc à un tout-venant bien graduée de 0 à 500 kg ou 0 à 1 t.

On s'attachera à ce que la pente naturelle du talus obtenu soit aussi proche que possible de la pente désirée pour l'ouvrage fini, souvent comprise entre 3/2 (trois de base pour 2 de haut) et 4/3.

V.3.2.3. Cavaliers de pied

Ils ont pour but de limiter l'extension latérale du noyau, notamment lorsque celui-ci n'a pas la raideur souhaitée. Ils sont réalisés en enrochements dont la granulométrie est identique à celle des sous-couches. Ils servent de transition entre les éléments de carapace ou la butée de pied et le soubassement.

La dimension à donner à ces cavaliers doit tenir compte de la précision de réalisation : on prévoira un débordement de l'ordre de 3 à 5 m correspondant aux tolérances d'exécution.

V.3.2.4. Sous-couches

Le noyau réalisé avec des éléments de petite taille ne peut en général pas résister à la houle venant frapper l'ouvrage. Il devra être défendu par une carapace dont les éléments peuvent atteindre plusieurs dizaines de tonnes. Entre les deux, il est nécessaire de disposer des éléments de transition : la ou les sous-couches qui ont un rôle multiple.

V.3.2.4.1. Rôle de filtre granulométrique

Le premier rôle que doivent assurer les sous-couches est un rôle de filtre granulométrique permettant de retenir les matériaux les plus fins. On pourra à cet effet vérifier que les règles énoncées par Terzaghi sont bien respectées. Si :

F est le filtre ; B le matériau à protéger ; Dx la dimension du tamis pour lequel on observe x % de passant,

Les règles de Terzaghi établies pour des matériaux de faible dimension (sables, graviers ou cailloux) sont :

$$D_{15}(F) \leq 5D_{85}(B), \quad D_{50}(F) \leq 25D_{50}(B)$$

$$4 < \frac{D_{15}(F)}{D_{15}(B)} < 20$$

Pour les matériaux grossiers qui constituent les sous-couches, on peut adapter ces règles en remarquant que le poids d'un enrochement est proportionnel au cube de la dimension D de cet enrochement.

D'une manière pratique, les Américains préconisent que les poids moyens respectifs des enrochements des diverses couches soient ([figure V.42](#)) :

W	= poids moyen de la carapace ;
$W/10$	= poids moyen de la première sous-couche ;
$W/200$	= poids moyen de la deuxième sous-couche ;
$W/4\,000$ à $W/6\,000$	= poids moyen des éléments du noyau.

Suivant les dimensions respectives des éléments constitutifs du noyau et de la carapace, on sera amené à disposer 1 ou 2 sous-couches, qui comporteront chacune au moins 2 lits d'enrochements, souvent 3 lorsqu'il n'y a qu'une seule sous-couche.

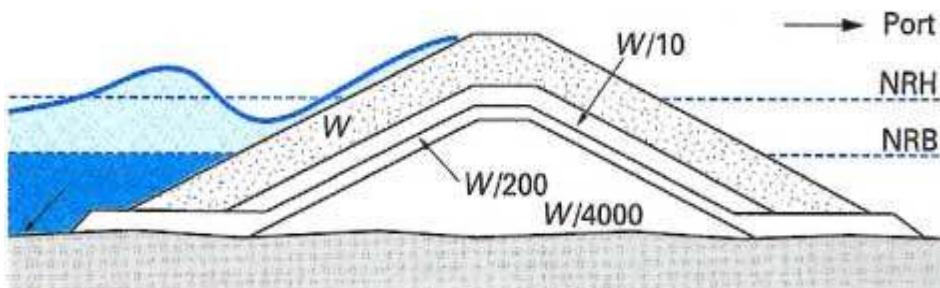


Figure V.42 – Granulométrie des différentes couches (d'après le CERC)

Le non-respect de cette disposition constructive essentielle aurait des conséquences très néfastes pour la tenue de la digue. En l'absence de filtre, les éléments les plus fins du noyau traverseront la carapace, provoquant un tassement général de l'ouvrage, un affaissement de la carapace, pendant que les éléments les plus grossiers viendront colmater celle-ci, créant des surpressions à lame descendante pouvant, alors, provoquer la destruction de la digue.

V.3.2.4.2. Rôle de filtre hydraulique

L'importance de ce rôle n'a été que récemment mis en évidence.

Entre une carapace très perméable et un noyau que l'on veut imperméable, il est nécessaire de réaliser correctement la transition hydraulique de façon à disperser le plus harmonieusement possible les surpressions générées par la houle.

En fait, du seul point de vue de la tenue de la carapace sous l'action de la houle, il est préférable d'avoir une sous-couche aussi poreuse que possible, ce qui amène à augmenter la granulométrie des sous-couches donnée précédemment, pour porter les poids moyens à :

1^{re} sous-couche : $W/4$ à $W/8$;

2^e sous-couche : $W/10$ à $W/20$.

La dissipation de l'énergie de la houle à l'intérieur de l'ensemble constitué par la carapace et les sous-couches est alors suffisante pour ne pas risquer de voir les éléments du noyau s'échapper du corps de digue.

V.3.2.4.3. Rôle de transition de dureté

Il est primordial pour la tenue à long terme de la digue et de la carapace de s'assurer que le mouvement des éléments constituant celle-ci ne viendra pas détruire, en les martelant, les éléments sous-jacents. Si l'on peut adopter, pour le noyau, des matériaux relativement fragiles parce qu'ils sont protégés contre les chocs par la ou les sous-couches, celles-ci devront présenter à cet égard de bonnes caractéristiques.

V.3.2.4.4. Rôle d'accrochage de la carapace

D'une manière générale, un talus est d'autant plus stable que les éléments qui le constituent sont plus rugueux et que l'angle de talus naturel augmente. Il en est de même pour les talus qui sont soumis à l'attaque de la houle.

La tenue de la carapace d'une digue à talus est donc liée à la qualité du support. Pour une carapace constituée d'éléments posés en vrac, on cherchera à réaliser une sous-couche aussi rugueuse et irrégulière que possible. Les aspérités de la sous-couche permettront de limiter, autant que faire se peut, les glissements et tassements de la carapace, contribuant ainsi à améliorer la tenue globale de l'ouvrage.

V.3.2.4.5. Géométrie des sous-couches

L'épaisseur d'une sous-couche est fonction de la forme des éléments qui la composent, du nombre de lits et de l'arrangement que l'on souhaite obtenir.

On peut utiliser la formule suivante :

$$e = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

Avec e épaisseur de la sous-couche,

n nombre de lits,

k_{Δ} coefficient tenant compte de la nature de la sous-couche,

W poids moyen des éléments constitutifs (W50),

γ_s poids volumique des éléments,

Ou, en posant :

$$a = \text{arête du cube équivalent} = \left(\frac{W}{\gamma_s} \right)^{1/3}$$

$$e = nk_{\Delta}a$$

Le nombre N d'éléments à mettre en œuvre pour couvrir 1 m² de talus est alors :

$$N = nk_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{\gamma_s}{W} \right)^{2/3}$$

Avec P porosité de la sous-couche exprimée en %.

Cette formule, après adaptation, est utilisée dans la pratique pour donner le nombre d'éléments pour 100 m² de surface (compte tenu des dimensions des éléments utilisés).

Le [tableau V.11](#) donne les valeurs de k_{Δ} et P pour différents types d'éléments constitutifs.

Tableau V.11 – Différents paramètres de calcul des couches et des carapaces d'enrochements

Nature	Nombre de couches	K_{Δ}	P (%)	K_D
Enrochement anguleux	2	1,15	37	4
Bloc cubique rainuré type Antifer	2	1,02	46	8
Tétrapode	2	1,04	50	8.3
Dolos	2	1,00	63	22
Accropode	1	1,30	(1)	10
(1) non significatif				

V.3.2.5. Carapace

De tous les éléments constitutifs d'une digue à talus, la carapace est certainement celui qui a fait l'objet des études les plus approfondies. Toutefois, son comportement sous l'action de la houle n'est pas totalement connu et bien des incertitudes subsistent.

V.3.2.5.1. Formules de stabilité

De très nombreux auteurs ont proposé des formules permettant de calculer la stabilité d'un talus en enrochements soumis à l'action de la houle en fonction d'un certain nombre de paramètres.

Aucune ne peut actuellement rendre pleinement compte de la complexité de l'attaque d'une houle irrégulière par nature (creux, période et direction) sur un ouvrage dont le comportement est lui aussi complexe.

La formule la plus utilisée, sans doute parce que d'un emploi très simple, est celle d'*Hudson* :

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$$

Avec γ_w poids volumique de l'eau.

En posant :

$$K_D \cot \alpha = N_s^3$$

$$\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) = d_a \text{ densité apparente}$$

On trouve :

$$a = \frac{H}{N_s d_a}$$

qui exprime très simplement que la dimension caractéristique a (arête du cube équivalent) d'un bloc de carapace est proportionnelle au creux H de la houle auquel il doit résister, compte tenu de sa « densité apparente déjaugée » d_a et d'un paramètre tenant compte globalement du comportement de ce bloc sur un talus faisant un angle α avec l'horizontale.

La **formule d'Hudson** est en fait une formule semi-empirique qui n'est valable que pour des talus compris entre 25° (2/1 : 2 de base pour 1 de haut) et 45° (1/1).

Le creux H de la houle doit être celui qui représente l'action de la tempête de projet sur l'ouvrage. Pour le choix de ce creux, on pourra utiliser la méthode mise au point par les chercheurs du LNH (Laboratoire national d'hydraulique). À défaut, pour un avant-projet sommaire, on pourra adopter, pour le creux représentatif de la houle de projet, le creux $H_{1/10}$ pour la durée de retour sélectionnée en fonction de la durée de vie de l'ouvrage.

Le coefficient de stabilité K_D est un coefficient semi-empirique établi pour chaque type de bloc grâce à des essais en modèle réduit physique ou grâce à des observations réalisées sur des ouvrages déjà construits.

Il doit bien entendu être associé à un critère de dommage accepté et les valeurs données dans le tableau 1 établi suivant les indications issues du « Shore Protection Manual » sont assez conservatrices.

Elles pourront être avantageusement remplacées par celles du [tableau V.12](#) suivant les indications des chercheurs du LNH, sous réserve de procéder ensuite à des essais de vérification sur modèle réduit physique à deux, voire trois dimensions. Cette formule dite « d'Hudson » est d'un emploi extrêmement commode, mais ne prend pas en compte l'ensemble des paramètres liés à la stabilité de l'ouvrage tels que la période de la houle ou la porosité et la composition des sous-couches qui sont, en fait, implicitement intégrées dans le coefficient K_D .

Tableau V.12 – Coefficient de stabilité K_D en fonction des dommages (d'après FEUILLET et al., 1987).

Type de bloc	Dommage (chute de blocs)			
	0 à 1 %	1 à 5 %	5 à 10 %	10 à 20 %
Enrochement naturel	3.2	5.1	7.2	9.5
Bloc cubique rainuré type Antifer	8	13	18	24

On peut être amené à augmenter la taille unitaire de chaque bloc pour améliorer la sécurité de l'ouvrage. Le surcoût dû à la plus grande quantité de matière utilisée peut être compensé et au-delà par les économies réalisées lors de la pose.

V.3.2.5.2. Choix du type d'élément de carapace

Une digue à talus en enrochements est normalement protégée par une carapace en enrochements naturels issus de la même carrière que celle dont sont issus les autres matériaux.

Toutefois, pour que cette utilisation soit possible, il faut qu'un certain nombre de conditions soient remplies :

- Taille des blocs suffisante pour résister à la houle ;
- Qualité suffisante des blocs et durabilité de ceux-ci lorsqu'ils sont soumis aux divers chocs (non-fragilité) ;
- Équilibre de la carrière respecté de façon à utiliser tous les matériaux issus de la carrière : la proportion d'éléments de grandes dimensions susceptibles d'être utilisés en carapace est en général faible (de l'ordre de quelques pour-cent).

Lorsque toutes ces conditions sont réunies, l'utilisation des enrochements naturels s'avère bien souvent la meilleure solution technique économique et esthétique.

Dans les autres cas, il est nécessaire de recourir à des blocs artificiels, généralement réalisés en béton, la plupart du temps non armé.

V.3.2.5.3. Éléments à comportement isolé

Les éléments de carapace ont un comportement individuel, c'est-à-dire qu'ils ne résistent à l'action de la houle que par leur propre poids. Soulevés par la houle à lame montante, ils reprendront leur place si celle-ci est encore libre, sinon ils auront tendance à rouler au pied du talus, dégarnissant peu à peu celui-ci.

De ce fait, ces blocs sont le plus souvent utilisés en deux couches sinon trois couches, très rarement en une seule couche (sauf dans le cas où leur taille est surabondante).

Compte tenu de leur comportement individuel, il est tout à fait normal de constater, lors des premières tempêtes, des chutes de blocs en pied de talus correspondant à 1 ou 2 de blocs de la carapace, sans que cela ne soit nuisible à la tenue à long terme : ce sont les blocs les plus instables, mal posés ou mal calés, qui tombent. La rupture de la carapace intervient très progressivement lorsque la houle augmente. Les réparations restent cependant possibles tant que les dégâts n'atteignent pas la sous-couche et que le pourcentage de chute de blocs ne dépasse pas 20%.

Les **enrochements naturels** restent, pour les projets les plus modestes, la meilleure solution. Malgré un faible coefficient K_D de la formule d'Hudson, compensé par une masse volumique plus élevée que celle du béton composant les blocs artificiels, ils assurent, même lorsqu'ils sont remaniés par la houle, une bonne perméabilité de la carapace du fait de leur irrégularité. Ils procurent donc une protection qui ne se dégrade que très peu avec le temps (sauf en cas de rupture des blocs eux-mêmes).

Les **blocs cubiques lisses** présentent l'inconvénient d'être largement remaniés par la houle et d'adopter une disposition en pavage. Cette disposition est défavorable pour la tenue de la protection à cause de la création de surpressions à l'intérieur du corps de digue susceptibles d'expulser un ensemble de blocs. De plus, la mise en vitesse des lames le long du talus favorise le déversement de la houle par-dessus l'ouvrage et l'attaque du talus arrière.

Pour pallier cet inconvénient, on a parfois utilisé des mélanges de blocs de tailles différentes comme à Dunkerque (10 t et 20 t). Mais une amélioration sensible a été apportée par la mise au point de cubes rainurés à Antifer en 1973. Ces blocs lisses sont donc peu utilisés à l'heure actuelle.

V.3.2.5.4. Éléments à comportement de groupe

Ces éléments résistent à la fois par leur propre poids, mais aussi par l'effet de groupe procuré par une imbrication des blocs entre eux. Cette imbrication n'est possible que si les blocs présentent des formes particulières facilitant le phénomène et que, de plus, la pose a été réalisée suivant un plan bien déterminé. Le respect du maillage, de la densité de pose des blocs, de la position et de l'attitude de chaque bloc est donc une condition de la réussite d'une telle configuration.

Lorsque la houle attaque violemment une carapace ainsi constituée, c'est l'ensemble de celle-ci qui se soulève et reprend sa place : on a l'impression que la carapace « respire » sous l'action des vagues les plus fortes.

Si, pour une raison quelconque, un élément de la carapace parvient à s'échapper, deux choses peuvent alors se produire :

- Ou bien l'ensemble de la carapace évolue, modifie son propre maillage de façon à venir combler l'espace vide et à reconstituer l'imbrication initiale, et alors la carapace continue à assurer son rôle ;
- Ou bien le trou attire individuellement un puis plusieurs blocs qui se trouveront à leur tour entraînés hors de la carapace, et il s'ensuit une rupture en chaîne par « détricotage » de la carapace.

On considère, compte tenu de ce mode de rupture, que le seuil de **1 % de chute de blocs est un seuil alarmant à ne pas dépasser**, même dans ces conditions extrêmes.

Les premiers blocs de ce type ont été les **dolos** (figure V.43), dont la forme est particulièrement propice à un bon enchevêtrement. Malheureusement, ce type de bloc est particulièrement fragile et cela a été à l'origine de la rupture de la digue de Sinès en 1979.

De ce fait, le dolos ne peut être utilisé que si l'on retient, sur modèle réduit, un critère de non-mouvement pour en étudier la stabilité.

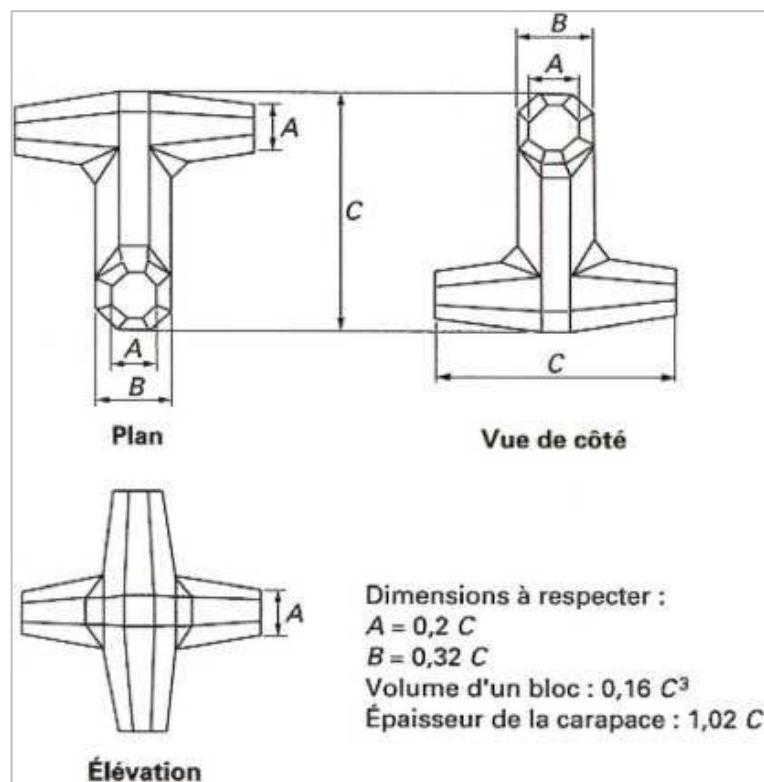


Figure V.43 – Dolos (d'après doc. LNH)

Forte des enseignements tirés de cette catastrophe, mais aussi des bons résultats obtenus avec des blocs à comportement mixte (tétrapodes), la SOGREAH a mis au point le bloc accropode ([figure V.44](#)).

Ce bloc a fait l'objet d'études de résistance intrinsèque aux chocs (performance bien meilleure que celle des tétrapodes) et d'étude de comportement global.

Les critères de stabilité retenus ont porté à la fois sur l'observation des chutes de blocs et sur les mouvements de ceux-ci. Les plans de maillage doivent être rigoureusement respectés, moyennant quoi, ce bloc utilisable en une seule couche présente d'indéniables qualités.

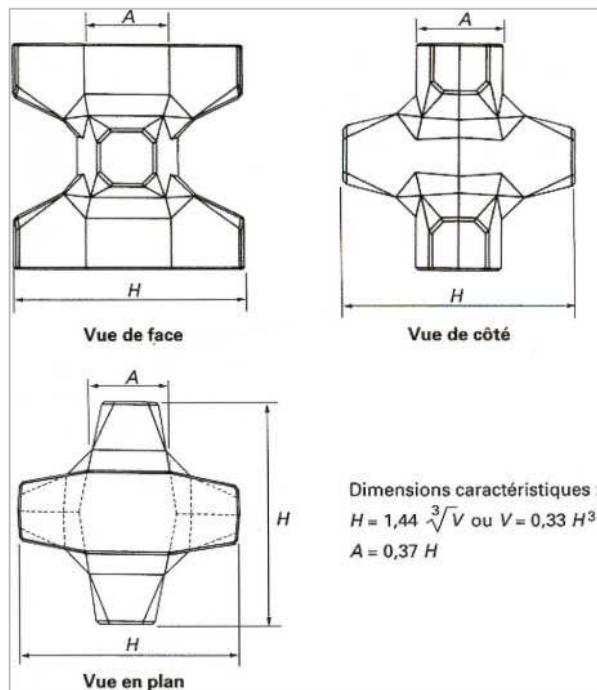


Figure V.44 – Accropode (d'après doc. SOGREAH)

V.3.2.5.5. Éléments à comportement mixte

L'intérêt de ce type d'élément de carapace est en fait connu depuis longtemps : il est préférable d'utiliser des enrochements naturels anguleux plutôt que des enrochements arrondis, compte tenu que les premiers présentent de meilleures qualités d'accrochage et d'imbrication que les seconds. Il en est de même pour les éléments artificiels en béton.

Le premier d'entre eux, qui est maintenant bien connu, est le tétrapode ([figure V.45](#)). Ce bloc est posé en deux couches : la première est constituée de tétrapodes posés à plat selon un plan de pose rigoureux, une des arêtes étant perpendiculaire au plan local de la digue. La deuxième couche est, elle aussi, positionnée très précisément, chaque tétrapode étant posé de façon inverse de ceux de la couche précédente ([figure V.46](#)).

Ces deux couches, bien imbriquées, confèrent à l'ensemble une bonne stabilité, comme en attestent les nombreux ouvrages réalisés avec cette technique.

Toutefois, lorsque ceux-ci sont soumis à des efforts exceptionnels, on peut craindre une rupture du bloc, compte tenu de sa forme relativement fragile.

Ces blocs ne sont plus guère utilisés en construction neuve, compte tenu des performances bien meilleures de l'accropode (posé en une seule couche) ou de celles du bloc cubique rainuré du type Antifer posé en deux couches.

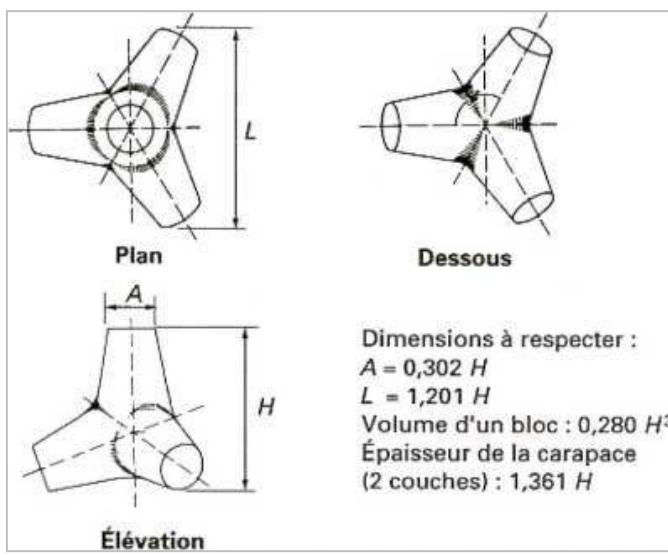


Figure V.45 – Tétrapode : dimensions du bloc

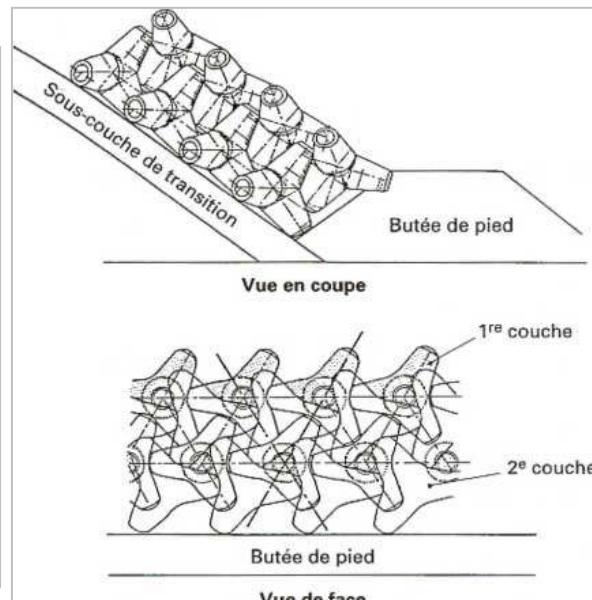


Figure V.46 – Plan de pose des tétrapodes

Le **bloc Antifer** est un bloc cubique qui présente sur les quatre faces non parallèles (figure V.47) une rainure semi-circulaire. Il a été mis au point au Havre lors de la construction du port pétrolier du Havre-Antifer, d'où son nom, pour pallier les défauts du bloc cubique lisse : mauvais accrochage et surtout tendance prononcée à adopter une disposition en pavage.

Les rainures permettent de bien évacuer les surpressions, même si la carapace est fortement remaniée. De plus, elles facilitent un arrimage des blocs entre eux qui améliore leur tenue et leur fait acquérir un comportement qui est assez proche de celui d'un groupe (figure V.48).

Les qualités globales sont assez semblables à celles des tétrapodes, mais le bloc est plus facile à fabriquer, à stocker, à manutentionner ou à poser, donc d'un coût moindre. De plus, il est nettement moins fragile, compte tenu de sa compacité.

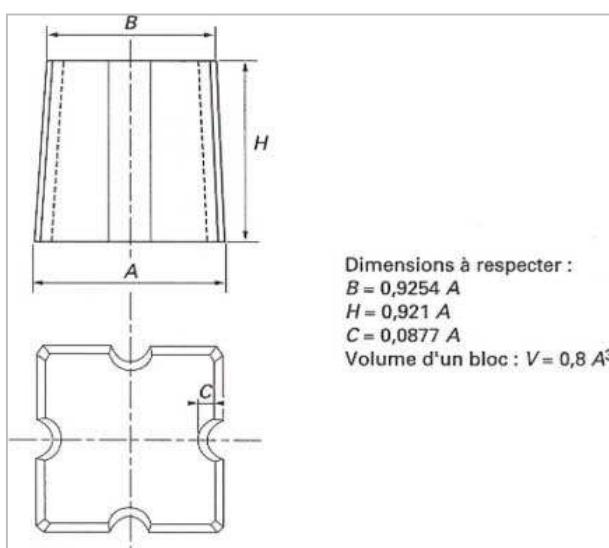


Figure V.47 – Bloc cubique rainuré : dimensions

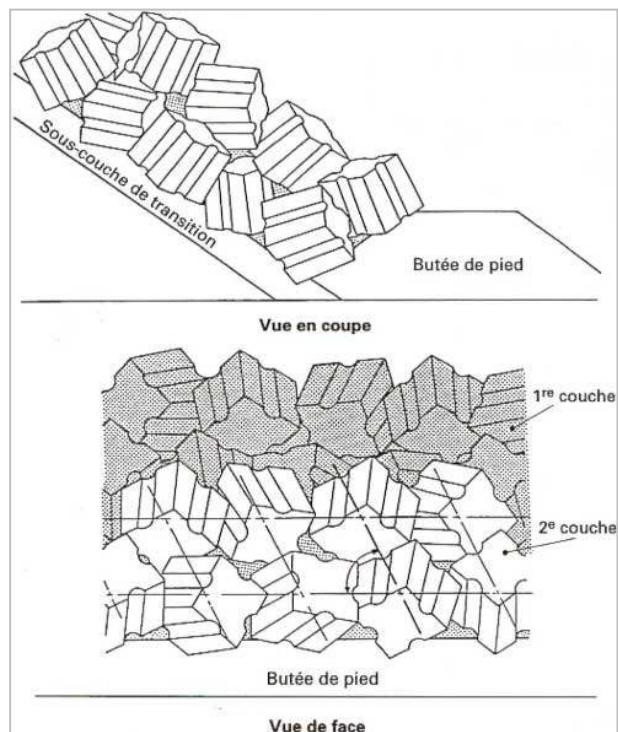


Figure V.48 – Principe de pose des blocs cubiques rainurés

V.3.2.6. Couronnement

V.3.2.6.1. Rôle et importance

Le rôle du couronnement est comparable à celui de la clef de voûte d'une cathédrale gothique : sans lui l'ouvrage présenterait au sommet une faiblesse de nature à en entraîner la ruine.

Le couronnement sert essentiellement à « fermer » l'ouvrage en partie haute et souvent à circuler sur la digue. Il est soumis à l'action de la houle sous de multiples formes :

- Horizontalement : les lames, mises en vitesse le long de la carapace, exercent une action qui peut, dans certains cas, provoquer un recul notable de celui-ci, créant ainsi une zone de moindre résistance dans la carapace du fait de la distension de la maille de celle-ci en partie haute ;
- Verticalement : les surpressions provoquées par la houle à l'intérieur du noyau ont tendance à soulever le couronnement qui, n'étant plus tenu, peut alors facilement glisser.

V.3.2.6.2. Choix des dimensions et des dispositions constructives

Compte tenu du mode d'attaque par la houle, le couronnement devra être suffisamment massif pour pouvoir résister.

Habituellement construit à l'aide de béton de masse non armé par éléments de 10 à 15 m de long, il comporte :

- Une dalle horizontale d'au moins 1 m d'épaisseur, coulée en place pour obtenir un contact aussi bon que possible avec le massif sous-jacent ;
- Un mur de garde vertical, dit chasse mer, coulé lui aussi en place, dont l'épaisseur ne devrait pas être inférieure à 1 m, sur lequel viendront s'appuyer les blocs de la partie haute de la carapace ;
- Éventuellement une bêche pour augmenter la résistance au glissement du couronnement.

Le couronnement sera suffisamment large pour permettre de circuler sur la digue, en particulier pour des problèmes d'entretien et de surveillance, même si l'on ne désire pas rendre habituellement circulable cette digue.

Il sera suffisamment reculé pour que l'action horizontale des lames soit en partie absorbée par les éléments hauts de la carapace, qui devra comporter en partie supérieure au moins deux sinon trois blocs.

Au total, pour les conditions normales d'utilisation, la largeur de la digue au niveau de l'eau devrait être comprise entre 3,5 et 4 H (niveau de référence et creux de la houle estimée dans les conditions normales).

Enfin la cote d'arase de la digue devra être fixée en fonction des conditions d'exploitation, et non pas en fonction de la houle de projet retenue pour l'étude de stabilité. En effet, imposer de ne pas être franchi par les lames de la tempête exceptionnelle conduit à des valeurs irréalistes pour la cote d'arase, incompatibles, avec l'économie du projet.

Admettre d'être franchi par 5 % au plus des vagues de la tempête annuelle peut être un critère acceptable dans de nombreux cas.

La cote d'arase peut être calculée en fonction du creux de la houle incidente par comparaison avec la hauteur d'ascension de la houle sur un plan incliné ($Run\ up = Ru$) qui peut être approché par les formules suivantes :

$$Ru = \rho H I_r$$

Avec

- | | |
|--------------------------------|--|
| H | creux de la houle, |
| ρ | Coefficient tenant compte à la fois de la porosité et de la rugosité de la digue, variant de 0,5 à 1, |
| I_r | = coefficient d'Iribaren-Battjes (que l'on limitera à 3), |
| $\tan\alpha$ | pente de la carapace avec l'horizontale, |
| H/L | cambrure de la houle devant l'ouvrage dans les conditions retenues pour le calcul de la cote d'arase ; |

Ou celle mise au point par le LNH :

$$Ru = 0,67 H (I_r)^{0,51}$$

Avec les mêmes notations que précédemment.

Ces formules, issues d'essais sur modèle réduit, permettent d'estimer la hauteur à donner à l'ouvrage mais, à l'instar de la formule d'Hudson utilisée pour le calcul du poids des blocs de carapace, négligent bien des paramètres et doivent être utilisées avec précaution.

Si, pour des raisons diverses, esthétiques notamment, on est amené à baisser la cote du couronnement, on pourra maintenir les franchissements à un niveau acceptable, compatible avec l'exploitation, en augmentant la longueur du glacis ainsi que la rugosité et la porosité de la carapace en partie haute.

V.3.2.7. Talus arrière

Le talus arrière est soumis à l'action de la houle, côté intérieur de la digue, ainsi qu'aux franchissements provenant de la houle, côté extérieur.

Après avoir estimé la houle de projet intérieure, on procédera au dimensionnement de la carapace intérieure et des sous-couches correspondantes de la même façon que pour la carapace extérieure.

Par contre, on attachera une importance et une attention accrues aux dispositions constructives de la partie haute qui fait la jonction avec le massif de couronnement. Cette partie, très vulnérable, doit bien résister aux lames d'eau déversantes par-dessus l'ouvrage ainsi qu'à la retombée des paquets de mer projetés à grande hauteur lors du déferlement des vagues sur la carapace extérieure.

V.3.2.8. Butées de pied

De façon à éviter que les carapaces ne glissent trop en partie basse, il est souvent utile d'en bloquer le pied par un massif d'enrochements.

Lorsque cette butée de pied est directement soumise à l'action de la houle, c'est-à-dire que la hauteur d'eau h disponible au-dessus de celle-ci est inférieure à 1,3 fois le creux de la houle de projet, elle sera constituée de blocs identiques à ceux de la carapace.

Lorsque la profondeur d'eau est suffisante pour que la butée de pied soit naturellement protégée, on pourra diminuer notablement la granulométrie et l'on pourra alors utiliser la formule suivante dérivée de la formule d'Hudson :

$$W = \left(\frac{1}{10} \frac{h}{H} \right) \left[\frac{\gamma_s H^3}{K_D \cot \alpha \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3} \right]$$

Avec h hauteur d'eau au-dessus de la butée de pied.

L'utilisation de cette formule traditionnelle peut conduire à retenir h des éléments trop petits. En effet, ils doivent soutenir la carapace et, en aucun cas, ne doivent venir la colmater s'ils sont remaniés par la houle ou par les courants de vidange de la carapace.

Un bon compromis réside, dans ce cas, à utiliser en butée de pied les mêmes éléments que ceux de la sous-couche située au contact de la carapace.

La largeur en crête de la butée de pied (risberme) est de 3 à 5 m, correspondant à 2 ou 3 éléments constitutifs.

V.3.2.9. Profils types de digues à talus

Les [figures V.49](#) et [V.50](#) montrent, à titre d'exemple, les dispositions retenues pour la construction des digues du port du Havre-Antifer et de l'avant-port ouest de Dunkerque. On notera, pour ce dernier, la disposition très particulière du couronnement avec le mur chasse-mer situé côté port.

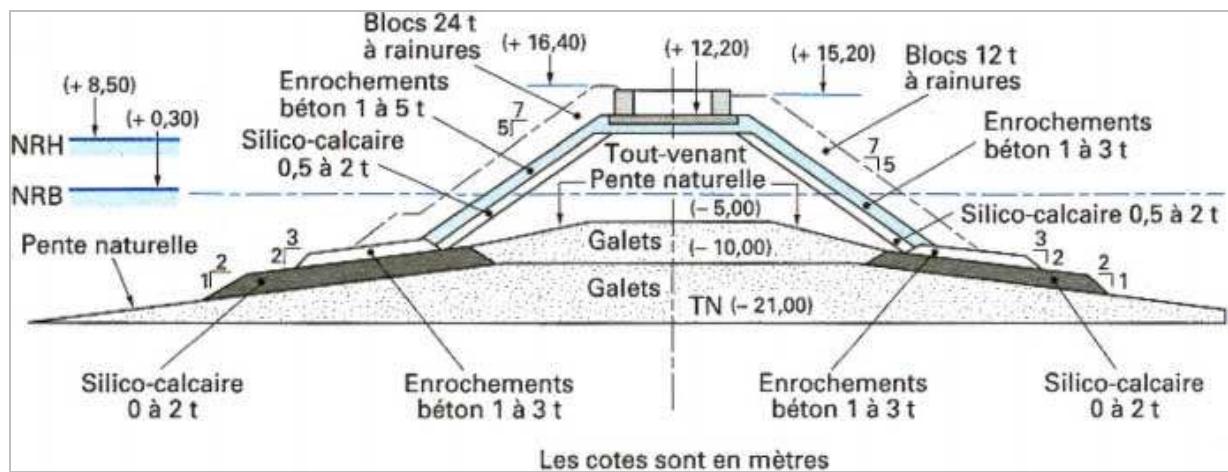


Figure V.49 – Port du Havre-Antifer : coupe type de la digue.

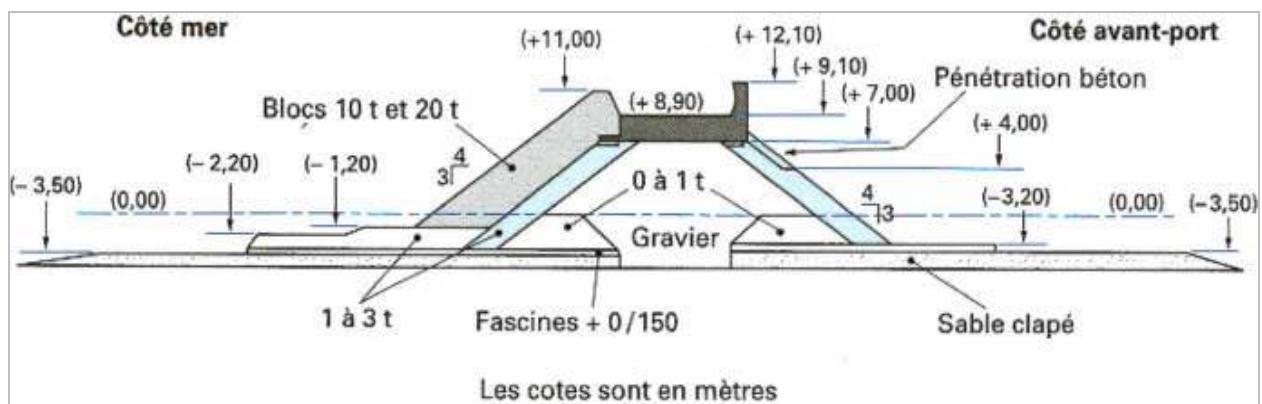


Figure V.50 – Port de Dunkerque : coupe type des digues Nord et Est.

V.3.3. Digues verticales

V.3.3.1. Généralités

V.3.3.1.1. Éléments constitutifs

Une digue verticale est essentiellement composée d'un mur vertical monolithique ou constituée d'éléments assemblés entre eux destinés à renvoyer l'énergie de la houle par réflexion totale. Elle est assise sur un massif de fondation généralement constitué d'enrochements de petite taille (ballast concassé par exemple), protégé contre l'action de la houle par des éléments de taille beaucoup plus importante.

La [figure V.51](#) indique les principales dimensions à donner à l'ouvrage en fonction de la houle de projet H dans le cas où la digue n'est soumise qu'à l'action d'une houle non déferlante.

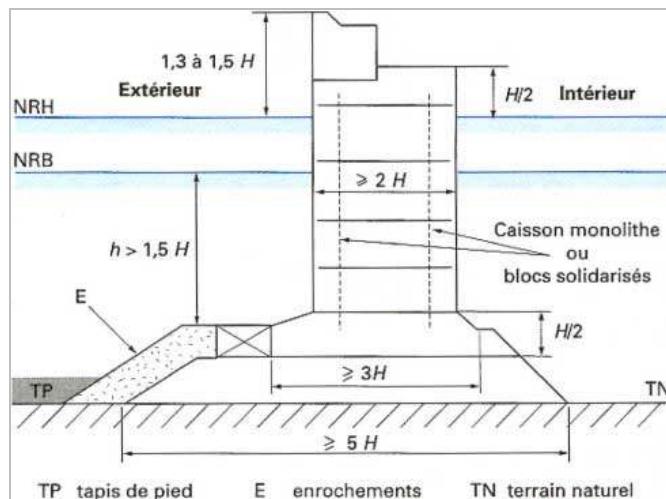


Figure V.51 – Principales dimensions d'une digue verticale

V.3.3.1.2. Modes de fonctionnement

Une digue verticale est un ouvrage massif soumis à l'action de la houle qui est le principal paramètre à prendre en compte en ce qui concerne les actions extérieures.

Les calculs de stabilité de l'ouvrage seront conduits comme ceux d'un ouvrage massif et porteront essentiellement sur la stabilité de l'ouvrage, notamment au renversement, mais aussi sur la stabilité de la fondation. Les calculs seront donc conduits de la même manière que ceux relatifs à la stabilité des quais, à ceci près que l'action de la houle remplacera celle de la poussée des terres.

Si la hauteur d'eau disponible au pied de l'ouvrage est suffisante, l'ouvrage se comportera comme un ouvrage vertical totalement réfléchissant.

Dans le cas contraire, la houle déferlera juste devant l'ouvrage et le comportement de la jetée sera en fait beaucoup plus complexe puisqu'il sera le résultat de l'interaction houle-structure. Dans ce cas, on a l'habitude de considérer que l'on a affaire à une jetée mixte qui adoptera, à marée haute et par faible houle, un comportement de jetée verticale totalement réfléchissant.

V.3.3.2. Conception de la digue

Compte tenu des accidents survenus aux digues verticales et de la quasi-impossibilité de procéder à des réparations en cas de dégâts importants, les digues verticales ont acquis une mauvaise réputation.

Toutefois, à condition de tenir compte de leur spécificité, et de prendre certaines précautions lors de la conception et de la construction, elles présentent bien des avantages tels que la possibilité de préfabrication sur un autre site ou la faible emprise en pied.

V.3.3.2.1. Choix de la houle de projet

Lors d'une tempête, les vagues successives vont éprouver et fatiguer la digue, notamment en transmettant au massif de fondation des efforts alternés au rythme d'environ 10 000 par jour.

Lorsque survient le paroxysme de la tempête, la vague la plus forte, généralement accompagnée par un train de vagues fortes, va appliquer à la structure les efforts les plus grands qui risquent de la mettre en péril.

On retiendra donc, pour le creux de la houle de projet, le creux maximal de la tempête (H_{max}) pour une durée de retour habituellement prise égale à 10 ans pour les conditions normales et à 100 ans pour les conditions exceptionnelles.

V.3.3.2.2. Choix des méthodes de calcul

Le calcul d'une digue verticale repose sur la prise en compte correcte des efforts (pressions) dus à la houle. Devant l'ouvrage se forme un clapotis parfait, le niveau moyen des lames étant surélevé d'une grandeur ζ .

Les variations de pression sur la muraille extérieure sont indiquées sur la [figure V.52](#). La variation de pression au pied est p . Cette variation de pression se transmet à travers le soubassement pour accroître les efforts dus à la houle. La répartition des pressions sous la digue n'est pas encore bien connue malgré les mesures et les recherches en cours. L'adoption d'un diagramme triangulaire semble assez correcte.

L'évaluation des variations de pression peut être faite principalement grâce à deux méthodes, l'une due à Sainflou (1928) qui s'appuie sur une théorie de la houle au premier ordre et l'autre due à Miche (1944) qui utilise une théorie du deuxième ordre.

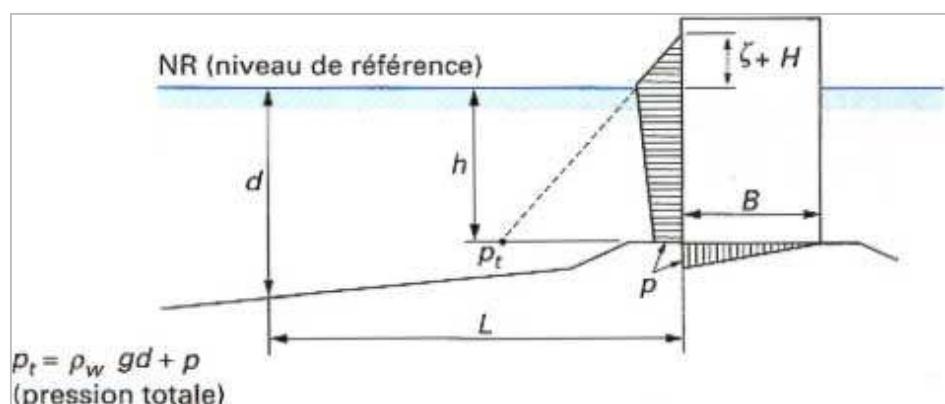


Figure V.52 – Surpressions dues à la houle non déferlante sur une digue verticale

a) Méthode de Sainflou

La surélévation ζ a pour valeur :

$$\zeta = \frac{\pi H^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

La surpression en pied a pour valeur :

$$p = \rho_w H / \operatorname{ch}\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

Cette méthode issue d'une théorie du premier ordre ne peut être utilisée que si les hypothèses relatives à cette théorie sont remplies, notamment il faut que la cambrure de la houle soit assez faible.

b) Méthode de Miche

La surélévation ζ a pour valeur :

$$\zeta = \frac{\pi H^2}{L} \coth\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \left[1 + \frac{3}{4 \operatorname{sh}^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} - \frac{1}{4 \operatorname{ch}^2\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right]$$

La surpression maximale P_1 obtenue pour le niveau d'affleurement maximal a pour valeur :

$$p_1 = \frac{\rho_w g H}{\operatorname{ch} \frac{2\pi d}{L}} \left[1 - \frac{\pi H}{L} \left(\operatorname{sh} \frac{2\pi d}{L} - \frac{3}{4 \operatorname{sh}^3\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right) \right]$$

La sous-pression maximale P_2 obtenue pour le niveau d'affleurement minimal a pour valeur :

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\operatorname{ch} \frac{2\pi d}{L}} \left[1 + \frac{\pi H}{L} \left(\operatorname{sh} \frac{2\pi d}{L} - \frac{3}{4 \operatorname{sh}^3\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \right) \right]$$

La comparaison entre les deux méthodes est délicate et dépend essentiellement des paramètres :

- Cambrure de la houle $\gamma = H/L$;
- Profondeur relative d/L ;
- Présence ou non d'un important massif de soubassement.

Toutefois, il semblerait que la théorie de Miche soit d'un usage plus général.

c) Houle déferlante

Lorsque la houle déferle en avant de l'ouvrage, des efforts dynamiques apparaissent et la pression à prendre en compte sur la face exposée à la houle est la somme de deux termes ([figure V.53](#)) :

- Le premier est celui de la pression hydrostatique en considérant $H/2$ au-dessus du niveau de référence ;
- Le second est un terme dynamique. La pression qui s'exerce à une hauteur de $\pm y$ par rapport au niveau de référence est :

$$p_y = p_m \left(1 - \frac{2y}{H} \right)^2 \quad p_m = 101 \cdot \rho_w g d \left(1 + \frac{h}{d} \right) \frac{H}{L}$$

Avec h profondeur au pied de l'ouvrage,
 d profondeur à une longueur d'onde devant l'ouvrage.

Cette méthode de calcul ne s'applique que si le déferlement de la houle n'est pas dû à l'ouvrage. Le déferlement doit donc avoir lieu à une certaine distance de celui-ci. Dans le cas contraire, il y a lieu d'appliquer les méthodes de calcul relatives aux digues mixtes.

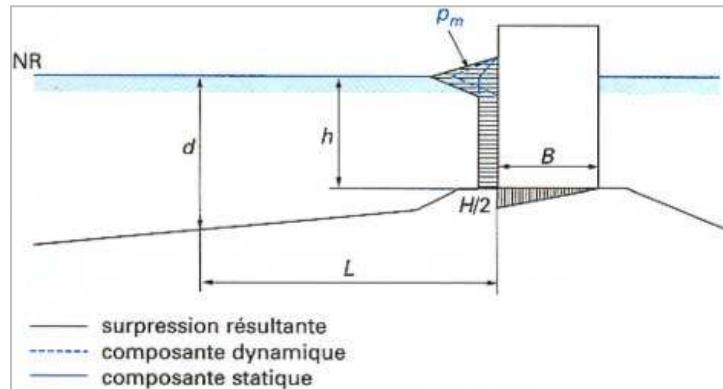


Figure V.53 – Surpressions dues à une houle déferlante sur une digue verticale

V.3.3.2.3. Dimensionnement du soubassement

La digue est en général posée sur un soubassement en matériaux de carrière qui comporte à sa partie supérieure une couche de matériaux relativement petits (inférieurs à 100 mm) destinée à faciliter le réglage.

L'action des houles va induire dans cette partie fragile des surpressions et des écoulements violents qui arracheront ces matériaux s'ils ne sont pas protégés. De façon à assurer l'intégrité de la fondation de la digue, on est amené à disposer des blocs d'enrochement qui peuvent atteindre plusieurs tonnes et dont le calcul peut être approché en utilisant la formule d'Hudson adaptée :

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{N_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3}$$

Les valeurs du coefficient de stabilité N_s^3 peuvent être calculées à partir de l'abaque de la figure V.54.

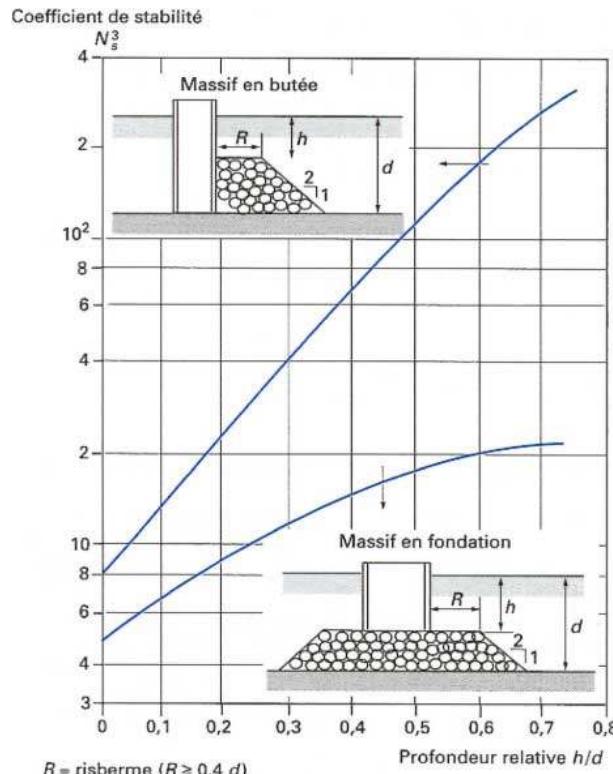


Figure V. 54 – Stabilité du massif de fondation d'une digue verticale.

Le massif de protection ne doit pas être pris en compte dans le calcul de la stabilité de la fondation, sauf s'il est très important (plusieurs mètres d'épaisseur) : les forces qui s'exercent sur lui sont telles qu'elles parviennent à soulever les blocs et, dans ce cas, on ne peut tenir compte du terme de profondeur.

V.3.3.2.4. Protection de la fondation de l'ouvrage

Le clapotis quasi parfait qui se forme devant l'ouvrage a pour conséquence de doubler les vitesses horizontales des particules d'eau à un quart de longueur d'onde devant l'ouvrage.

La capacité de transport des sédiments par la houle s'en trouve considérablement augmentée et des affouillements très importants sont susceptibles de se former devant l'ouvrage, entraînant l'éboulement du massif de fondation puis la rupture de la digue par basculement vers l'avant.

Pour se prémunir contre ce genre de phénomène, on protégera les matériaux meubles situés devant la digue par un tapis de pied en enrochements jusqu'à une distance pouvant atteindre les trois quarts de la longueur d'onde de la houle.

V.3.3.3. Digues mixtes

Le principe de calcul et de vérification des digues mixtes est le même que celui des digues verticales, mais étant soumises au déferlement de la houle on apportera une attention particulière à l'estimation des pressions engendrées par la houle sur la muraille verticale et aux mouvements engendrés au pied de celle-ci.

V.3.3.3.1. Calcul en grande profondeur

Lorsque la hauteur d'eau disponible au-dessus de la berme est suffisante ($h \geq 1.5H$), on peut considérer que la digue fonctionne exactement comme une digue verticale et on peut donc la calculer comme telle.

V.3.3.3.2. Calcul en profondeur intermédiaire

Lorsque la houle ne déferle pas devant l'ouvrage ($d > d_{crit}$ avec en général $d_{crit} \approx 1,5 H$) mais qu'elle est brisée par la berme ($h < d_{crit}$), la répartition des surpressions est alors celle indiquée [figure V.55](#), avec les relations :

z : cote maximale à prendre en compte dans le calcul :

$$z = 0,8 h - 0,2 H$$

P_0 : surpression maximale située au niveau de référence :

$$P_0 = \rho_w g \left(\frac{1,5 H^2}{h - 0,1 H} \right)$$

P_1 : surpression au pied de la muraille :

$$P_1 = 0,6 P_0 (h/H)$$

R : effort horizontal par mètre d'ouvrage :

$$R = \frac{1}{2} [P_0 (z + h) + P_1 h]$$

F : effort vertical par mètre d'ouvrage :

$$F = \mu \frac{P_1 B}{2}$$

Avec B largeur de l'ouvrage et μ défini par :

$\frac{B}{d - h}$	< 3	3 à 5	5 à 7	> 7
μ	0,7	0,8	0,9	1

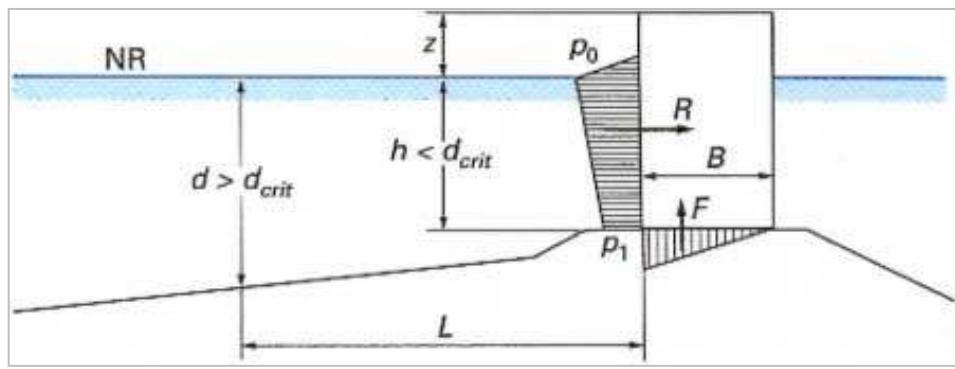


Figure V.55 – Surpressions dues à la houle sur une digue mixte en profondeur intermédiaire

V.3.3.3.3. Calcul en faible profondeur

Lorsque la vague déferle par manque de profondeur ($d < d_{crit}$ soit, compte tenu de la présence de l'ouvrage, $d_{crit} \approx 1,5 H$), la répartition des pressions devient celle présentée [figure V.56](#), et les calculs peuvent être conduits grâce aux relations :

P_0 : surpression maximale située à $H/3$ au-dessus du niveau de 0 référence :

$$P_0 = \left(0,425 \frac{\rho_w}{g} \right) (0,75c + V)^2$$

Avec $c = \sqrt{gd}$ (célérité des vagues déferlantes),

$$V = gH/2c.$$

P_1 : surpression au pied de la muraille :

$$P_1 = P_0/2$$

R : effort horizontal par mètre d'ouvrage :

$$R = P_0 \left(\frac{3}{4} h + \frac{7}{12} H \right)$$

F : effort vertical par mètre d'ouvrage :

$$F = 0,7 \frac{P_1 B}{2}$$

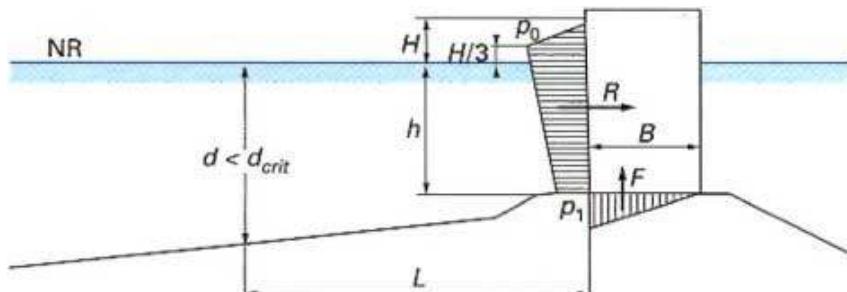


Figure V.56 – Surpressions dues à la houle sur une digue mixte en faible profondeur.

V.3.3.3.4. Approche empirique

Lorsque l'on désire vérifier rapidement un avant-projet sommaire, on pourra estimer la résistance de l'ouvrage en calculant les coefficients suivants :

- Résistance aux gifles :

$$RF = \frac{HL^2}{J} \left(h + \frac{H}{3} \right)$$

- Résistance au bourrage :

$$RB_1 = \rho_w \frac{Hc^2}{\pi mg}$$

$$RB_2 = \rho_w \frac{Hc^2}{Mg} \left(h + \frac{H}{3} \right)$$

Avec

- L longueur d'onde de la houle,
- J moment d'inertie de la digue par rapport à son centre de gravité,
- m masse de la digue par mètre d'ouvrage,
- M moment de cette masse par rapport au point de renversement,
- c célérité des vagues au déferlement $c \approx \sqrt{gd}$

Le [tableau V.13](#) donne les valeurs de ces divers coefficients suivant le niveau de sécurité qu'offre l'ouvrage.

Tableau V.13 – Coefficient RF , RB_1 , RB_2 pour le calcul de la stabilité des digues mixtes

Type d'ouvrage	RF	RB_1	RB_2
Ouvrage parfaitement sur	< 1 000	< 0,1	< 0,1
Ouvrage à sécurité moyenne	1 000 à 5 000	0,1 à 0,2	0,1 à 0,4
Ouvrage au bord de la destruction	> 5000	> 0,2	> 0,4

Cette approche pourra être utilisée en complément des autres méthodes.

V.3.3.4. Ouvrages peu réfléchissants

Les digues verticales et les digues mixtes présentent l'inconvénient majeur d'être presque totalement réfléchissantes et donc de renvoyer la quasi-totalité de l'énergie de la houle incidente. De nombreux travaux ont donc porté sur la mise au point de structures moins réfléchissantes.

L'analyse du mode de fonctionnement de celles-ci montre qu'on parvient au résultat désiré en agissant sur deux paramètres :

- Déphasage de la houle réfléchie par rapport à la houle incidente, essentiellement obtenu par stockage momentané d'une partie de l'énergie dans la structure ;
- Destruction partielle de l'énergie de la houle par turbulence dans la structure elle-même.

V.3.3.4.1. Système à bassin de déversement

Ce procédé mis au point par la SOGREAH pour la construction de la digue de Fontvieille à Monaco consiste à aménager le couronnement en construisant ([figure V.57](#)) :

- Un mur déversoir par-dessus lequel passe la houle, muni d'orifices permettant le reflux de l'eau ;
- Un mur déflecteur situé en arrière qui renvoie la houle vers l'avant.

L'énergie de la houle est dissipée par turbulence au passage du mur déversoir, mais aussi à l'intérieur du bassin de déversement créé entre les deux murs. De plus, une partie de l'énergie de la houle est provisoirement stockée sous forme d'énergie potentielle et est restituée avec un certain déphasage à lame descendante.

Ce type d'ouvrage n'est vraiment efficace que pour les mers à faible variation de niveau.

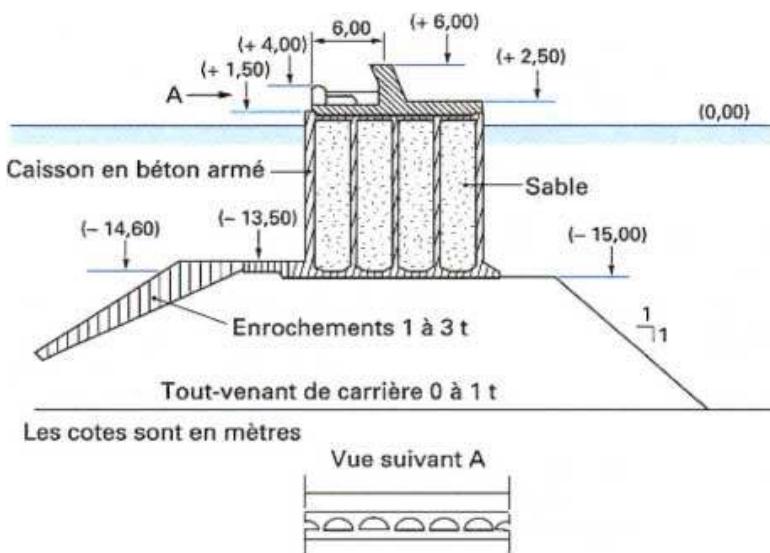


Figure V.57 – Digue verticale à bassin de déversement : digue de Fontvieille à Monaco.

V.3.3.4.2. Digues à parois perforées, type Jarlan

Ces digues, mises au point par G.E. Jarlan, sont composées de caissons en béton armé comportant en face avant une paroi perméable percée de trous circulaires (habituellement de 90 cm de diamètre) et une chambre d'expansion ([figure V.58](#)).

L'énergie de la houle, après une certaine dissipation au passage des trous et dans la chambre, est renvoyée avec un déphasage vers le large.

Des études récentes ont montré que, contrairement à ce que l'on avait longtemps estimé, la largeur optimale de la chambre est de l'ordre du quart de la longueur d'onde incidente L et non de $L/10$ ou $L/15$.

De plus, on a constaté, pour une même porosité, que la forme des orifices n'avait pratiquement pas d'importance pourvu qu'ils aient une forme simple (cercle, carré, rectangle...).

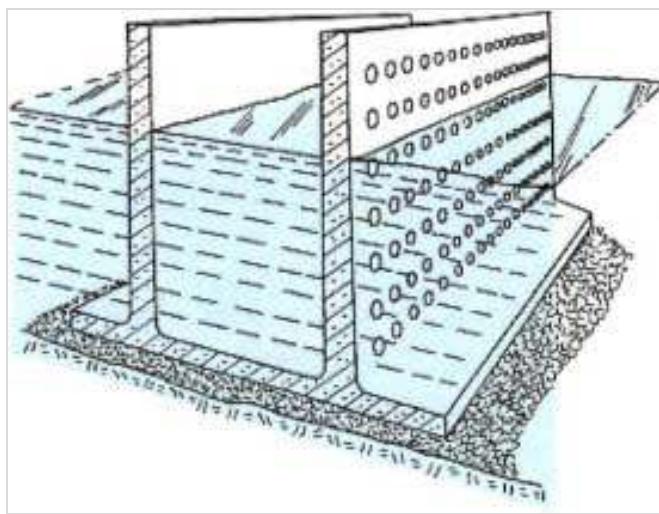


Figure V.58 – Digue verticale à paroi perforée : procédé Jarlan (d'après JARLAN, 1965)

Bien entendu, ce type d'ouvrage est d'autant plus performant que le spectre d'énergie de la houle est plus étroit autour de la période de réglage du caisson. On a constaté que ce type d'ouvrage était très efficace en houle oblique.

Du fait de sa légèreté (pas de remblai dans la chambre d'expansion), la stabilité d'un tel ouvrage reste difficile à assurer malgré la diminution des efforts appliqués. Il est bien souvent nécessaire de disposer en partie basse un lest en béton, ou même d'ajointre à la partie arrière de la structure un caisson de stabilité.

V.3.3.4.3. Le système ARC

Le système, développé par la SOGREAH, consiste à réaliser pour la face antérieure une paroi perméable au moyen de fentes verticales ([figure V.20](#)). Le principe de fonctionnement reste le même : à savoir déphasage de la houle réfléchie et dissipation d'énergie par turbulence.

Les coefficients de réflexion obtenus, et donc la réduction des efforts dus à la houle incidente, sont du même ordre de grandeur que ceux du système Jarlan.

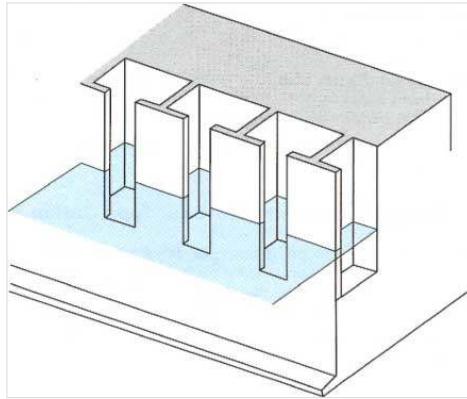


Figure V.59 – Système ARC (chambre antiréflexion) (d'après TOURMEN et al., 1977)

LISTES DES FIGURES

FIGURE I.1 – PRINCIPE D’EXPLOITATION ET DIMENSIONS D’UNE RETENUE	2
FIGURE I.2 – GÉOMÉTRIE SIMPLIFIÉE D’UN SITE DE BARRAGE	2
FIGURE I.3 – BARRAGE DE TERNAY (A) ET BARRAGE POIDS DE GÉNISSIAT (B) (FRANCE).....	3
FIGURE I.4 – RUPTURE DU BARRAGE DE BOUZEY (FRANCE).....	4
FIGURE I.5 – ÉQUILIBRE AVEC FISSURATION (PROFIL NON DRAINÉ).....	5
FIGURE I.6 – EFFET DU DRAINAGE SUR L’ÉQUILIBRE	6
FIGURE I.7 – BARRAGE POIDS À CONTREFORTS, SEFID RUD (IRAN).....	8
FIGURE I.8 – MODE DE TRAVAIL DES ARCS D’UNE VOÛTE	8
FIGURE I.9 – COUPE VERTICALE SUR LA VOÛTE DE KATSE (LESOTHO).....	9
FIGURE I.10 – DÉCOUPAGE DE LA VOÛTE EN UN SYSTÈME D’ARCS ET DE CONSOLES	9
FIGURE I.11 – ÉTUDE DE LA STABILITÉ D’UNE RIVE (MÉTHODE DE LONDE).....	11
FIGURE I.12 – BARRAGE EN TERRE DE HAMMAN DEBAGH (GUELMA, ALGÉRIE).....	12
FIGURE I.13 – GRANULOMÉTRIE DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION D’UN BARRAGE EN REMBLAI	14
FIGURE I.14 – PRESSIONS INTERSTITIELLES DANS UN REMBLAI (CALCUL PAR ÉLÉMENTS FINIS)	15
FIGURE I.15 – BARRAGE EN ENROCHEMENT DU MONT-CENIS (FRANCE).....	18
FIGURE I.16 – BARRAGE À NOYAU BITUMINEUX DE STORGLOMVTN (NORVÈGE)	19
FIGURE I.17 – BARRAGE À MASQUE EN BÉTON DE KHAO LAEM (THAÏLANDE)	19
FIGURE I.18 – BARRAGE À MASQUE BITUMINEUX DU VERNEY (FRANCE).....	20
FIGURE II.19 – DIFFÉRENTES PARTIES D’UN PONT	22
FIGURE II.20 – PONT À POUTRES (PONT DE KISSIR À JIJEL- ALGÉRIE)	22
FIGURE II.21 – REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE D’UN PONT EN ARC À TABLIER SUPÉRIEUR.....	23
FIGURE II.22 – REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE D’UN PONT À BÉQUILLES	23
FIGURE II.23 – ÉLÉVATION SCHÉMATIQUE D’UN PONT SUSPENDU	24
FIGURE II.24 – SCHÉMA DE PRINCIPE D’UN PONT À HAUBANS	24
FIGURE II.25 – COUPE SCHÉMATIQUE D’UNE BUSE MATERIE.....	26
FIGURE II.26 – CAISSON UNICELLULAIRE	27
FIGURE III.27 – ÉLÉMENTS DU TRACÉ EN PLAN	34
FIGURE III.28 – ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU PROFIL EN TRAVERS	36
FIGURE III.29 – DIFFÉRENTES STRUCTURES DE CHAUSSÉES	37
FIGURE III.30 – COUPE TYPE D’UNE CHAUSSÉE	37
FIGURE III.31 – ESSAI DE CHARGEMENT À LA PLAQUE	43
FIGURE III.32 – FUSEAUX DE L’ÉVOLUTION DANS LE TEMPS DU MODULE D’ÉLASTICITÉ E DES GRAVES TRAITÉES	47
FIGURE III.33 – DIFFÉRENTS TYPES D’ENDUIT SUPERFICIEL	51
FIGURE IV.34 – INFLUENCE DE L’ORIENTATION DE LA STRATIFICATION SUR LA STABILITÉ DES PAROIS DE LA GALERIE. .	56
FIGURE IV.35 – EXEMPLES DE PROFILS EN TRAVERS POUR UN TUNNEL ROUTIER.	58
FIGURE IV.36 – EXEMPLE DE CAVITÉ KARSTIQUE	62
FIGURE IV.37 – SUJÉTIONS DUES AUX KARSTS	62
FIGURE IV.38 – SCHÉMA D’ESTIMATION DU TASSEMENT DÛ AU CREUSEMENT D’UN TUNNEL	67
FIGURE IV.39 – PLAN DE TIR SÉQUENTIEL OPTIMISÉ POUR LE TUNNEL DE CHAMOISE (1993).....	69
FIGURE V.40 – COUPE TYPE D’UNE DIGUE À TALUS : ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS	74
FIGURE V.41 – ACTION DE LA HOULE SUR UNE DIGUE À TALUS	74
FIGURE V.42 – GRANULOMÉTRIE DES DIFFÉRENTES COUCHES (D’APRÈS LE CERC [3])	76
FIGURE V.43 – DOLOS (D’APRÈS DOC. LNH).....	80
FIGURE V.44 – ACCROPODE (D’APRÈS DOC. SOGREAH).....	81
FIGURE V.45 – TÉTRAPODE : DIMENSIONS DU BLOC.....	82
FIGURE V.46 – PLAN DE POSE DES TÉTRAPODES	82
FIGURE V.47 – BLOC CUBIQUE RAINURÉ : DIMENSIONS	82
FIGURE V.48 – PRINCIPE DE POSE DES BLOCS CUBIQUES RAINURÉS	82
FIGURE V.49 – PORT DU HAVRE-ANTIFER : COUPE TYPE DE LA DIGUE.	85
FIGURE V.50 – PORT DE DUNKERQUE : COUPE TYPE DES DIGUES NORD ET EST.....	85
FIGURE V.51 – PRINCIPALES DIMENSIONS D’UNE DIGUE VERTICALE	85
FIGURE V.52 – SURPRESSIONS DUES À LA HOULE NON DÉFERLANTE SUR UNE DIGUE VERTICALE	86
FIGURE V.53 – SURPRESSIONS DUES À UNE HOULE DÉFERLANTE SUR UNE DIGUE VERTICALE	88
FIGURE V.54 – STABILITÉ DU MASSIF DE FONDATION D’UNE DIGUE VERTICALE.	88
FIGURE V.55 – SURPRESSIONS DUES À LA HOULE SUR UNE DIGUE MIXTE EN PROFONDEUR INTERMÉDIAIRE.....	90
FIGURE V.56 – SURPRESSIONS DUES À LA HOULE SUR UNE DIGUE MIXTE EN FAIBLE PROFONDEUR.....	90
FIGURE V.57 – DIGUE VERTICALE À BASSIN DE DÉVERSEMENT : DIGUE DE FONTVIEILLE À MONACO.....	92
FIGURE V.58 – DIGUE VERTICALE À PAROI PERFORÉE : PROCÉDÉ JARLAN (D’APRÈS JARLAN, 1965)	92
FIGURE V.59 – SYSTÈME ARC (CHAMBRE ANTIRÉFLEXION) (D’APRÈS TOURMEN ET AL., 1977	93

LISTES DES TABLEAUX

TABLEAU I.1 – RÈGLE DE GRANULOMÉTRIE À RESPECTER DANS LE CHOIX DU FILTRE	17
TABLEAU III.2 – PROPRETÉ DES GRAVES EN FONCTION DU TRAFIC	46
TABLEAU III.3 – SEUILS DE DURETÉ DES GRAVES EN FONCTION DU TRAFIC	46
TABLEAU III.4 – DOSAGES EN LIANTS MOYENS ADMISSIBLES	47
TABLEAU III.5 – CARACTÉRISTIQUES DES GRANULATS DESTINÉS AUX ASSISES TRAITÉES AUX LIANTS HYDRAULIQUES ET POUZZOLANIQUES	48
TABLEAU III.6 – CLASSIFICATION MÉCANIQUE DES SABLES TRAITÉS	48
TABLEAU III.7 – GRAVES POUR GRAVES-BITUME : ANGULARITÉ, INDICE DE CONCASSAGE	49
TABLEAU III.8 – DURETÉ DES GRAVES POUR GRAVES-BITUME. COEFFICIENT LOS ANGELES (%)	49
TABLEAU III.9 – CLASSES DE RÉSISTANCE DES BÉTONS DE CIMENT PAR RÉFÉRENCE AU TRAFIC	50
TABLEAU III.10 – CARACTÉRISTIQUES DES GRANULATS POUR ENDUITS SUPERFICIELS	52
TABLEAU V.11 – DIFFÉRENTS PARAMÈTRES DE CALCUL DES COUCHES ET DES CARAPACES D’ENROCHEMENTS	77
TABLEAU V.12 – COEFFICIENT DE STABILITÉ K_D EN FONCTION DES DOMMAGES (D’APRÈS FEUILLET ET AL., 1987)	79
TABLEAU V.13 – COEFFICIENT RF , RB_1 , RB_2 POUR LE CALCUL DE LA STABILITÉ DES DIGUES MIXTES	91

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

➤ Les barrages

- [1] Carrere Alain, 1996, Barrages. Techniques de l'ingénieur, traité de construction, C5 555-1 pages 1-25.
- [2] CIGB, 1995 - Barrages en remblai : filtres et drains granulaires, bulletin 95, 256 p.
- [3] CIGB, 1986 - Géotextiles : filtres et transition pour barrages en remblai, bulletin 55, 129 p.
- [4] Gérard Degoutte (animateur générale) 1997, PETITS BARRAGES : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Comité français des grands barrages, Eds. Cemagref et Engref, 1re édition, 175 p.
- [5] Patrick Le Delliou, 2003, LES BARRAGES : conception et maintenance, Collection école nationale des travaux publics de l'état « ENTPE », Ed. Presses universitaires de Lyon (PUL), 270 pages.
- [6] POST G. et LONDE P. (1953) : Les barrages en terre compactés : Pratiques Américaines. Ed. Gauthier Villars, 180 p.
- [7] Varlet. H, 1966 : Barrage réservoirs (tome I). Hydrologie – Géologie. Edition Eyrolles Paris.
- [8] Varlet. H, 1966 : Barrage réservoirs (tome II). Barrages-poids, barrages-voûtes. Edition Eyrolles Paris.
- [9] Varlet. H, 1966 : Barrage réservoirs (tome III). Barrages en terre et en enrochements. Edition Eyrolles Paris.

➤ Les ponts

- [10] Anne BERNARD-GELY, Jean-Armand CALGARO, 2009. Conception des ponts- Démarche de conception. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, Réf. C4 500-1, pages 1-27.
- [11] Collection technique Cimbéton, 2005. Bétons et ouvrages d'art (Tome 1) : les ponts en béton, Edition DBG Studios-S2974, T 41, Pages 171.
- [12] Economic and durable design of composite bridges with integral abutments (INTAB+), 2011. Guide de Conception : Conception économique et durable des ponts mixtes avec culées intégrales, Université RWTH Aix-la-Chapelle (France), RFCS RFS-P2-08065, pages 1-85.
- [13] Lucas de Nehou, Technologie de construction : Technologie des ponts : Polycopier de cours, pages 1-28. URL : <http://www.cours-genie-civil.com/>
- [14] Ministère de l'énergie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire, 2008. Dictionnaire de l'entretien routier : Ouvrages d'art (volume 5). Pages 1-103.
- [15] Ministère de l'Équipement, du Logement des Transports et de la Mer, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes 'SETRA', 1989. Ponts-dalles : Guide de conception.

➤ Les routes

- [16] Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux de génie civil, Fascicule N°25 versions 2014. Exécution des assises de chaussées en matériaux non traités et traités aux liants hydrauliques, 26p.
- [17] Centre de recherches routières « CRR » Bruxelles (Belgique), 2004. Guide pratique : Amélioration des sols pour terrassements et fond de coffre. Complément au Code de bonne pratique R 74/04, ISSN 1376-9340, pages 1-20.
- [18] Centre de recherches routières « CRR » Bruxelles (Belgique), 2004. Guide pratique : Stabilisation des sols pour couches de sous-fondation. Complément au Code de bonne pratique R 74/04, ISSN 1376-9340, pages 1-16.
- [19] Comité Français pour les Techniques Routières (CFTR), 2005. Aide au choix des granulats pour chaussées basée sur les normes européennes. Revue CFTR Info N°10, pages 1-12.
- [20] Frédéric Visa, 2015. Cours de Génie Civil en ligne. Étude géotechnique routière. Polycopier de cours. URL : <http://www.cours-genie-civil.com/cours/procedes-generaux-de-construction/routes/>.
- [21] Hevré, Brunel (2006). Cours de route. Université d'Orléans, I.U.T de Bourges, Département de génie civil (France), 82p.
- [22] Jean BERTHIER, 1992. Projet et construction de routes. Techniques de l'Ingénieur, Réf. C 5 500, pages 1-39.
- [23] Jean BERTHIER, 2009. Granulats et liants routiers. Techniques de l'Ingénieur, Réf. C 903, pages 1-13.

- [24] Jamel Neji, 2005. Le projet routier. Centre de publication universitaire, Tunis ; 203p.
- [25] Jean-Pierre Magnan, Yves Guidoux, 2000. Étude et réalisation des remblais sur sols compressibles. Service d'études techniques des routes et autoroutes « SETRA » & Laboratoire central des ponts et chaussées « LCPC », Guide technique, Pages 1-88.
- [26] LCPC ; SETRA (2000). Réalisation des remblais et des couches de forme ; Guide technique fascicule 1 : principes généraux. 2ème édition. Paris : Bagnoux. 102p.
- [27] LCPC ; SETRA (1998). Réseau routier national : Catalogue des structures types de chaussées neuves (Hypothèses et données de calcul), 321p.
- [28] LCPC ; SETRA (1998). Assises de chaussées en graves non traitées et matériaux traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques : Guide d'application des normes pour le réseau routier national, 90p.
- [29] M. A. DESTOMBES, 2003. Catalogue des structures de chaussées : Guide technique pour l'utilisation des matériaux régionaux d'Île-de-France. Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien, Pages 1-108.
- [30] Ministère des Transports du Québec, Direction du soutien à l'exploitation des infrastructures (Canada). Lexique : Normes – Ouvrages routiers, Juin 2006, pages 1-32.
- [31] Ministre des travaux publics direction des routes et de la circulation routière (maroc), Division technique, avril 1995. Instructions sur les enduits superficiels pour routes de rase campagne ; Note technique, 19p.

➤ Les tunnels

- [32] Bouvard-Lecoanet, A., Colombet, G., Esteule, F. Ouvrages souterrains : conception, réalisation, entretien (presse de l'ENPC, Paris 1993).
- [33] Martin, F., 2012. Mécanique des roches et travaux souterrains « cours et exercices corrigés ». Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseils & Ecole Normale Supérieure Cachan, 88p.
- [34] Ministère de l'équipement, des transports et du logement, direction des routes & Centre d'études des tunnels (France), 1998. Dossier pilote des tunnels génie civil,
 - Section 1 : Introduction
 - Section 2 : Géologie - hydrogéologie – géotechnique
 - Section 3 : Conception et dimensionnement
 - Section 4 : Procédés de creusement et de soutènement
- [35] Szechy, K. Traité de construction des tunnels (Dunod, Paris 1970).

➤ Les digues et travaux maritimes

- [36] CHAPON, J. 1972. Travaux maritimes. Edition Eyrolles, 349 p.
- [37] Daniel Caminade, 1995. Ouvrage de protection contre la houle. Tech. Ing. Infrastruct. Environ. Transp. Par Voie Eau base documentaire : TIB617, Réf. C 4631 v1, pages 1-28.
- [38] Feuillet J., Coeffe Y., Bernier J., Chaloin B. 1987. Le dimensionnement des digues à talus. France : Éditions Eyrolles, « Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France », Vol. 64, 172 pages.
- [39] JARLAN (G.E).- The application of acoustic theory to the reflective properties of coastal engineering structures. National Research Concil of Canada. Ottawa, avril 1965.
- [40] Shore Protection Manual. - Coastal Engineering Research Center (CERC) (1984).
- [41] TOURMEN (L.), MONTAZ (J.-P.) et DOUBLET (L.). – un nouveau dispositif amortissant la réflexion des vagues sur les parois verticales : « la chambre antiréflexion (ARC) ». AIRH 17e congrès Baden-Baden (1977).