

Eléments de stabilité des pentes au rocher



1^{ère} édition
Octobre 2012

الطرق السيارة بالمغرب
Autoroutes du Maroc



المدرسة الحسنية للأشغال العمومية
ÉCOLE HASSANIA DES TRAVAUX PUBLICS

www.GenieCivilPDF.com

Eléments de stabilité des pentes au rocher



1^{ère} édition
Octobre 2012

الطرق السيارة بالمغرب
Autoroutes du Maroc



الدرسة الحسنية للأشغال العمومية
ECOLE HASSANIA DES TRAVAUX PUBLICS

www.GenieCivilPDF.com

Avertissement

Ce travail s'appuie essentiellement sur les éléments donnés dans les documents suivants :

- 1.** Le guide technique du LCPC, établi par les auteurs Effendiantz L., Guillemin P., Rochet L., Pauly J.- C. et Payany M., intitulé «L'étude spécifique d'aléa lié aux éboulements rocheux», dans la Collection Environnement, les risques naturels, en juin 2004.
- 2.** Le projet RiskYdrogé, à orientation pratique, soutenu par la convention cadre «RiskNat en montagne» (Vallée d'Aoste, Haute-Savoie, Savoie et Valais) dans le cadre d'une concertation transfrontalière, dans le but d'améliorer la prise en compte des dangers naturels dans l'aménagement du territoire alpin.
- 3.** Le cours de mécanique des roches dispensé à l'EHTP depuis 24 ans et les Projets de Fin d'Etude effectués dans le cadre de la collaboration entre l'EHTP et ADM.
- 4.** Les archives des Autoroutes du Maroc, dans le cadre de la réalisation et la gestion d'un patrimoine autoroutier étendu, avec des zones d'instabilités potentielles ou actives, dont l'étude motive ce document d'introduction à la problématique des instabilités des pentes naturelles et anthropiques.
- 5.** Le document ADM et EUROGEOTECNICA, «Stabilisation du Déblai D15 au PK 33+000 de l'autoroute Marrakech – Agadir, tronçon Imintanoute – Argana», juin 2010.

■ Préambule

L'objet de cet ouvrage, dans cette première édition, est de proposer une synthèse sur le thème des instabilités rocheuses, illustré par un cas pratique de glissement rocheux.

Il traite des pentes naturelles (flancs de collines, plateaux et montagnes, versants de vallées, etc.) et des pentes anthropiques façonnées lors des travaux (carrières, mines à ciel ouvert, traversée de reliefs par un tracé routier, porte d'accès d'un tunnel, etc.). Les pentes de remblais et les ouvrages de génie civil (digues, talus de fondations, etc.) ne relèvent pas de la mécanique des roches et ne sont pas évoqués ici.

L'ouvrage aborde, compte tenu des connaissances actuelles dans le domaine, l'identification des instabilités des pentes rocheuses, en fonction de la nature ainsi que des paramètres physiques et mécaniques du massif instable.

En s'appuyant sur divers exemples et cas pratiques, l'ouvrage rappelle tout d'abord les concepts essentiels de la stabilité des massifs rocheux, et dresse ensuite un panorama des développements qui contribuent aux pratiques actuelles en matière de stabilisation des pentes rocheuses.

Cet ouvrage comporte aussi un cas pratique de glissement rocheux au Maroc : le déblai D15 du tronçon Argana – Imintanoute, sur le tracé de l'autoroute Marrakech-Agadir.

La gestion des instabilités rocheuses, dans son ensemble est évoquée de la phase d'identification à la réalisation de l'ouvrage de protection. Nous espérons que ce document aidera les géotechniciens, les ingénieurs et tous ceux qui s'intéressent à la stabilité des massifs rocheux à imaginer des solutions de confortement adaptées en tant que parades aux instabilités des sites étudiés.

Auteurs :

DERRADJI Abdelkrim - Ingénieur & Docteur
Société Nationale des Autoroutes du Maroc

SAHLI Mohamed - Ingénieur & Docteur
Ecole Hassania des Travaux Publics

Sommaire

Préambule	4
Mécanismes d'instabilités	9
1. Mécanismes de fragilisation des matériaux en place	10
2. Types de rupture	12
Caractérisation des massifs rocheux	15
1. Critères de différenciation	15
2. Types de macro discontinuités	16
3. Classification des massifs rocheux	16
4. Caractérisation mécanique du massif rocheux en vue de l'étude de stabilité de sa pente	17
Typologie et classification des instabilités	19
1. Classification des instabilités	19
2. Vitesses de mouvement et type de glissement lors de la rupture	22
Identification et caractérisation des instabilités [Guide du LCPC, 2004]	27
1. Cahier des charges	28
1.1. Objectif et niveau de l'étude	28
1.2. Durée de l'étude	28
1.3. Contenu de l'étude	29
2. Collecte des données	29
2.1. Axes d'investigations bibliographiques et d'archives	29
2.2. études des archives historiques	30
2.3. Moyens d'investigation et de recueil des données	30
2.4. Etude géologique	31
2.5. Etude structurale	31
2.6. Étude morphologique	32
2.7. Étude hydrologique, hydrogéologique et environnementale	33
2.8. Étude du couvert végétal	33
3. Etude des versants rocheux instables	34
3.1. Sectorisation	34
3.2. Echelles et représentation	35
4. Aléa géologique, risque, enjeu	36
4.1. Éléments constituant l'aléa	36
4.2. L'enjeu	37
4.3. Vulnérabilité	37
5. Caractérisation des instabilités	38
5.1. Éléments descriptifs d'un compartiment rocheux	38
5.2. Mécanismes de rupture et surfaces de glissement	39
5.3. description des macros discontinuités	39
6. Qualification de l'aléa de rupture	40
6.1. Classe d'instabilité	40
6.2. Probabilité d'occurrence et délai avant rupture	40
7. Etude de la propagation et de trajectographie	42
7.1. La blocométrie	43

7.2. Estimation de la trajectoire.....	43
7.3. Détermination des aléas résultants.....	44
Parades aux glissements de terrains rocheux.....	46
1. Les parades passives.....	47
1.1. Merlons, digues et fosses.....	49
1.1.1. Les merlons et digues.....	49
1.1.2. Les fosses de réception.....	52
1.1.3. Les déviateurs de trajectoire.....	53
1.1.4. Démarches pour la réalisation et l'entretien.....	54
1.2. Les écrans rigides.....	56
1.2.1. Les barrières fixes.....	56
1.2.2. Les grillages et filets pendus.....	57
1.2.2.1. Conception.....	58
1.2.2.2. Réalisation.....	58
1.2.3. Les écrans de filets pare-blocs déformables.....	61
1.2.4. Le grillage pendu sur poteaux.....	63
1.3. Les galeries de protection.....	64
1.3.1. Principe.....	65
1.3.2. Galeries en console ou casquette.....	66
1.3.3. Galeries en voûte.....	67
1.3.4. Système de galerie breveté Tensiter.....	68
2. Les parades actives.....	69
2.1. Les soutènements.....	70
2.1.1. Structures en béton.....	70
2.1.2. Systèmes de confortement complémentaires.....	71
2.2. Les grillages et filets plaqués.....	73
2.3. Suppression de l'aléa.....	76
2.3.1. La purge.....	76
2.3.2. Le reprofilage.....	76
2.3.3. Le minage.....	77
2.3.4. Choix des techniques et outillage.....	77
3. Parades alternatives.....	78
3.1. Le boisement de protection [Berger F. et Dorren L., Cemagref; RiskYdrogeo].....	78
3.2. La végétalisation.....	81
3.3. Le drainage des eaux.....	84
3.3.1. Le drainage de surface.....	84
3.3.2. Le drainage profond.....	86
3.3.2.1. Drains subhorizontaux.....	87
3.3.2.2. Galeries drainantes.....	87
3.3.2.3. Éperons drainants.....	88
3.3.2.4. Puits drainants.....	89
3.3.2.5. Tranchées drainantes.....	90
3.3.2.6. Parois drainantes.....	90
3.3.2.7. Drains subhorizontaux.....	91

Cas du déblai D15 de l'autoroute Marrakech-Agadir (Maroc)	93
1. Situation du projet et historique des désordres	93
1.1. Situation du projet	93
1.2. Historique des désordres	94
2. Données à l'endroit du site	95
2.1. Accélération sismique de projet	95
2.2. Géologie locale du déblai D15	95
2.2.1. Généralités	95
2.2.2. Analyse des structures	96
3. Description des glissements et des instabilités de peau	100
3.1. Glissement de la zone 1 (Nord, en direction de Marrakech)	100
3.2. Glissement de la zone 2 (Sud, en direction d'Agadir)	101
3.3. Eroulement de peau en zone intermédiaire	101
3.4. Effet accélérant de l'eau	102
4. Travaux de reconnaissances et de suivi	103
4.1. Topographie	103
4.2. Auscultation du déblai	105
4.2.1. Instrumentation	105
4.2.1.1. Cibles	105
4.2.1.2. Nivellement topographique	106
4.2.1.3. Fissuromètres	106
4.2.1.4. Piquets	107
4.2.1.5. Inclinomètres	107
4.2.2. Résultats de l'instrumentation	108
4.2.2.1. Les cibles	109
4.2.2.2. Le nivellement	109
4.2.2.3. Les fissuromètres	109
4.2.2.4. Les piquets	110
4.2.2.5. L'inclinométrie	110
4.2.2.5.1. IN-1	110
4.2.2.5.2. IN-1 bis	111
4.2.2.5.3. IN-2	111
4.2.2.5.4. IN-3	111
4.2.2.5.5. IN-4	112
4.2.2.5.6. IN-5	112
4.2.3. Analyse des mouvements d'instabilité existante et potentielle du déblai D15	112
4.2.3.1. Evolution des instabilités à partir des mesures effectuées	112
4.2.3.2. Mécanismes identifiés pour être à l'origine des instabilités du déblai D15	113
4.2.3.3. Identification des zones de glissement potentielles	113
5. Solution de confortement du site instable	114
5.1. Gestion du risque	114
5.1.1. Phase 1 : Contrôle exhaustif	115
5.1.2. Phase 2 : Contrôle préventif	117
5.1.3. Phase 3 : Contrôle de stabilisation	117

5.2. Plan d'auscultation.....	118
5.2.1. Zones d'auscultation.....	118
5.2.2. Pieux.....	119
5.2.3. Inclinomètres.....	120
5.2.4. Levé topographique.....	121
5.3. Travaux dans la zone instable.....	121
5.3.1. Programme des travaux.....	121
5.3.2. Confortement des parois du déblai D15.....	121
5.3.2.1. Stabilisation de la zone Sud du déblai D15.....	122
5.3.2.2. Stabilisation de la zone Nord du déblai D15.....	124
5.3.3. Canalisation des eaux de ruissellement.....	126
5.3.3.1. Pluviométrie et ruissellement.....	126
5.3.3.2. Drainage des eaux.....	127
6. Conclusion.....	128
Annexes.....	130
Annexe 1 : Contexte géologique et morphologique général du Maroc.....	130
1. Géologie.....	130
1.1. Géomorphologie.....	131
1.1.1. Domaines de l'Anti-Atlas et saharien.....	131
1.1.2. Domaine du plateau de l'Atlas.....	131
1.1.2.1. Les chaînes plissées que sont le Haut- et le Moyen-Atlas.....	132
1.1.2.2. Les plateaux.....	132
1.1.2.3. Les plaines.....	132
1.1.3. Domaine du Rif.....	132
2. Unités géologiques rencontrées par le tracé.....	133
3. Séismicité.....	133
Annexe 2 : Résultats des mesures in-situ.....	135
1. Résultats des mesures des cibles.....	135
2. Résultats des mesures des nivellements.....	137
3. Résultats des mesures des piquets.....	139
4. Résultats des mesures des inclinomètres.....	141
Bibliographie.....	150
Liste des figures.....	153
Liste des tableaux.....	157

Mécanismes d'instabilités

L'équilibre mécanique des masses de terrain en place peut être rompu par divers phénomènes naturels comme l'érosion, les tremblements de terre, ou les travaux (terrassements, remblais, constructions).

Lors de la surrection des chaînes de montagnes, la roche a subi de fortes contraintes tectoniques mais sa rigidité a fortement limité sa capacité de déformation, ce qui a rapidement conduit à la rupture. Dans les roches massives comme les granites, la masse est prédécoupée par un réseau de fractures qui sont les seules discontinuités. Dans les roches sédimentaires, la stratification constitue une autre famille de discontinuité qui vient s'ajouter à celles provoquées par le découpage de la masse rocheuse sous l'effet des efforts tectoniques [Besson 1996].

Ces familles de discontinuités constituent les points faibles des massifs rocheux et fragilisent de ce fait le massif.

Du point de vue de la stabilité préexistante, les pentes rocheuses doivent être classées [Duffaut, 1994], selon qu'elles sont creusées ou construites; et dans chacun de ces cas, il ya lieu d'en considérer l'agent responsable : la nature ou l'homme. De fait, l'état de contraintes au sein d'un tel massif dépend de cette histoire de formation, notamment de son âge et de l'effet de l'eau sur les matériaux constitutifs (action chimique, pressions exercées et écoulement le long des joints, etc.).

L'équilibre d'un tel terrain en pente, qu'il soit naturel ou anthropique, dépend des caractéristiques de frottement des joints de rupture les plus sollicités, en l'absence d'eau. Quant à la cohésion, elle ne peut pas être durable, car elle est menacée par l'altération et la fatigue (action de la pesanteur, sismicité locale, alternance des efforts hydrauliques et thermiques, etc.). A long terme cependant, le théorème de Galilée sur l'impossibilité des géants [Manuel de Mécanique de Roches, 2003] indique que les forces de pesanteur, proportionnelles au volume, dépasseront de toute façon les forces de résistance, proportionnelles à la surface.

A partir de là, l'altération et la dégradation du massif conduisent à une plus grande ouverture de certaines fractures, Les blocs rocheux se détachent et chutent dès que l'équilibre entre les forces de contact et la gravité n'est plus assuré. Cette rupture, qui peut être plus ou moins rapide, peut également être favorisée par d'autres phénomènes naturels comme les séismes, le gel-dégel, les précipitations, etc. [Berthet-Rambaud].

Il existe différents types de mouvements rocheux. Ils sont généralement classés en fonction des volumes en jeu au cours de leur propagation. Ainsi, un bloc rocheux correspond à un volume variant entre le décimètre cube et la centaine de m³. Une classification des glissements de terrains rocheux est donnée dans le Tableau 1.

Phénomène d'instabilité	Volume en m ³
Chute de pierres	$\leq 10^3$
Chute de blocs rocheux	$10^3 - 10^2$
Eboulements	$10^2 - 10^5$
Eboulements majeurs	$10^5 - 10^7$
Eboulements catastrophiques	$\geq 10^7$

Tableau 1 : Classement des éboulements en fonction de leur volume [Berger et Dorren, Cemagref]

1. Mécanismes de fragilisation des matériaux en place

Les instabilités sont dues à une fragilisation d'ensemble avant mobilisation [Berger et Dorren, Cemagref]. La phase de mobilisation se caractérise par la constitution d'un gisement de matériaux soumis à la dégradation sur place des roches. Elle commence par leur désagrégation (processus mécaniques) et/ou leur altération (processus chimiques). La désagrégation provient de l'augmentation et de la multiplication des fissures existant dans la roche initiale (diaclyse). Toutes les masses rocheuses sont en effet prédécoupées par des systèmes de discontinuités, qui résultent de leur genèse, des phases tectoniques ultérieures et du façonnement des reliefs durant les ères géologiques.

- Les masses rocheuses d'origine sédimentaire sont caractérisées par la présence de joints stratigraphiques de grande extension et de réseaux de diaclases perpendiculaires.
- Les masses rocheuses d'origine magmatique sont généralement prédécoupées par 3 familles directionnelles de discontinuités.
- Les masses rocheuses d'origine métamorphique sont affectées de systèmes de discontinuités plus complexes, hiérarchisés en fonction de phases tectoniques multiples. Une direction d'anisotropie majeure (schistosité, foliation) y est généralement présente.

Le façonnement du relief est dû aux contraintes internes, qui varient avec les temps géologiques, On distingue :

- les contraintes verticales dues à leur propre poids
- les contraintes horizontales dues aux forces tangentielles s'exerçant dans la croûte terrestre.

Selon les versants, le façonnement du relief conduit à une décompression (par appel au vide) de ces masses rocheuses et à l'ouverture de leurs discontinuités. L'inclinaison des couches (le pendage) influe alors sur le détachement des blocs.

Par ailleurs, la désagrégation va favoriser l'altération par l'augmentation de la surface de contact entre la roche et les agents d'altération (surtout l'eau). Cette altération est en fait la solubilisation de certains sels et l'effondrement des structures cristallines.

En surface, la roche va subir deux grands types d'altérations :

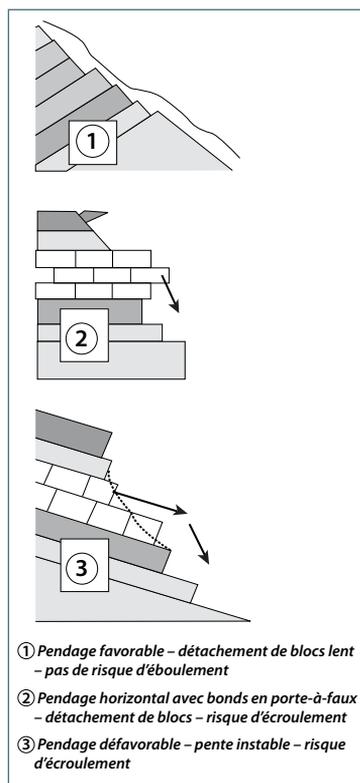
- Une altération physique due à l'eau accumulée, qui gèle et dégèle dans les fissures, provoquant ainsi une désagrégation de la roche. C'est la gélifraction. Lorsqu'il y a du vent, un effet de levier est exercé par les arbres. Cela se traduit par un agrandissement des fissures (diaclasses) à partir de leurs racines;
- Une altération chimique provoquée par l'eau et les substances dissoutes (CO_2 , acides humiques) : c'est l'hydrolyse (la dislocation chimique due à l'eau) et la disparition chimique des calcaires. Un grand nombre de facteurs interviennent dans ces processus. Ils ont été regroupés en deux familles :
 - les facteurs passifs liés à la nature du substrat et de ses produits dérivés (pendage, fracturation, orientation, etc.)
 - les facteurs actifs liés aux agents d'érosion (climat, action biologique, etc.)

Ces déséquilibres vont donc favoriser l'écartement des diaclases et la création d'un nouveau réseau de fissuration (néo diaclases) indépendant du réseau initial et parallèle au versant.

L'importance de ces phénomènes est donc liée :

- aux contraintes initiales (nature et intensité) donc au contexte lithologique
- à la disposition structurale initiale : le degré de fracturation, l'inclinaison des pendages, etc.
- à la nature de la roche
- au dénivelé du versant

Il existe cependant de nombreuses autres causes de déséquilibre des masses rocheuses (foudre, tremblement de terre, etc.)



▲ Figure 1 : influence du pendage sur le glissement [adapté de Berger et Dorren, Cemagref]

Dans la phase de mobilisation des volumes instables, divers paramètres sont à prendre en compte :

- la position des zones sources
- la taille et la forme des blocs (qui dépend des types de roches) susceptibles de se détacher
- les intensités des phénomènes (volumes unitaires susceptibles de se détacher)
- la fréquence ou la probabilité d'occurrence associée à chaque intensité

La prévision de tels mouvements naturels peut être effectuée par l'analyse de "l'aléa de rupture" mais cette approche reste délicate. Elle nécessite de bien apprécier l'état de stabilité actuel et de prévoir sa phase ultime. Cette appréciation est entachée d'une incertitude. En effet, on estime que le déclenchement de la rupture est aléatoire. En utilisant le résultat de deux analyses (stabilité actuelle et phase ultime), on est en mesure d'estimer la masse de matériaux mobilisables et les conditions de rupture. Ces deux données peuvent donc être utilisées dans des modèles numériques de simulation trajectographique. L'utilisation de tels modèles permet, en fonction du type utilisé, d'estimer les trajectoires, les distances d'arrêts et l'énergie dissipée. L'ensemble de ces résultats est utilisable pour l'élaboration des mesures de prévention ou de protection nécessaires à la mise en sécurité des biens et des personnes dans le voisinage des zones instables.

Pour une prévention optimale, il est nécessaire d'identifier le lieu où le phénomène risque de se produire, de pouvoir appréhender son ampleur ou son intensité (ses caractéristiques et les conséquences attendues) et d'estimer sa fréquence d'occurrence.

Compte tenu de l'incertitude des estimations des différents paramètres et de l'état d'avancement des travaux dans ce domaine, la cartographie des aléas naturels laisse apparaître la notion de probabilité. En effet, l'homme n'est pas à l'abri de catastrophes naturelles dont l'ampleur dépasse son imagination

2. Types de rupture

Différents types de rupture peuvent se produire en fonction des conditions et de la configuration des fractures : glissement plan, rupture de surplomb, basculement, etc.



▲ Figure 2 : Glissement de la Clapière en France [photo J.L. Durville]

Après la rupture, le(s) bloc(s) va (vont) tomber et rouler ou/et rebondir, couler le long du terrain. La trajectoire peut être complexe; elle diffère selon les qualités de sols rencontrées (rebonds différents) et des matériaux de glissement, de la présence d'obstacles, de la topographie, des interactions possibles avec d'autres blocs en mouvement, etc. La position d'arrêt du bloc ou de l'éboulis et la zone de propagation, restent relativement difficiles à évaluer avec précision.

Les différents mouvements de terrains peuvent se classer en :

- instabilités locales de blocs indéformables, entraînés dans le sens de la plus grande pente sous l'effet de leur poids
- glissements de grands volumes sur un plan de glissement de moindre résistance dans les roches avec des familles de fissuration favorables au glissement sous l'effet de la pesanteur.
- glissements d'ensemble comme pour les sols, quand les roches sont broyées, altérées ou fortement tectonisées in situ, le long d'une surface de glissement quelconque (plane, circulaire, etc.)



▲ *Figure 3 : Chute de blocs sur l'autoroute Marrakech – Agadir 2010 au Maroc [Photo ADM]*



▲ *Figure 4 : glissement de la corniche à El Hoceima au Maroc [Photo ADM]*



▲ **Figure 5 : Eboulement sur voie routière [Garnier, 2010]**

Devant la diversité et la complexité du phénomène de rupture potentielle, une description détaillée et une caractérisation du massif en place est nécessaire. Il s'agit d'un travail de géologie appliquée dans lequel divers aspects du massif sont à définir, comme :

- la pente naturelle
- la hauteur
- la succession des couches
- l'état de décomposition de la matrice et des discontinuités
- le nombre et la nature des familles de fissuration
- la nature et l'orientation des discontinuités
- la présence d'eau et la sensibilité à l'eau
- la nappe
- les écoulements superficiel et en profondeur
- etc.

Si la rupture est de type circulaire dans les sols homogènes sans plan de glissement prédéfini, l'observation des ruptures des pentes rocheuses montre que celles-ci ont lieu le long de plans ou de lignes brisées selon la nature, l'orientation et les paramètres de résistance des discontinuités.

Ces mouvements instables sont fortement favorisés par la présence d'eau. L'eau est en effet un facteur important dans les modifications des bilans des forces d'équilibre dans un massif en pente. Les ruptures du barrage de Malpasset en France, et des versants en pente surplombant la retenue du barrage du Vajont en Italie, sont là pour rappeler l'importance de l'eau dans la rupture des roches sous l'effet des pressions interstitielles dans les discontinuités (Malpasset), voire sous l'effet de la simple humidification des remplissages de discontinuités.

Caractérisation des massifs rocheux

Toute étude d'instabilité de pente rocheuse nécessite ainsi une reconnaissance géologique et géotechnique approfondie des terrains qui constituent une menace sur les ouvrages et les personnes.

L'ingénieur a besoin de différencier la nature des terrains du projet dont il a la responsabilité. Il peut alors utiliser la démarche adéquate afin de reconnaître le terrain d'assise et appliquer les lois qui conviennent pour justifier son ouvrage. L'incident du chantier des tours Meffre dans les schistes Psammétiques, à Casablanca, relèverait de ce type de considération.

Si la mécanique des sols est une discipline ancienne et bien appuyée sur les lois de la mécanique des milieux continus, la mécanique des roches, elle, est une science plus récente, pouvant être datée à partir des années soixante, après les catastrophes de Malpasset et du Vajont notamment, où les deux villages en aval ont été ensevelis avec leurs habitants sous les flots.

1. Critères de différenciation :

Selon S. Dupré (Cetu), la caractérisation des massifs comme étant rocheux doit prendre en compte les critères suivants :

- Le caractère discontinu, ce qui exclut les modèles des milieux continus simples et nécessite la caractérisation géométrique et mécanique des discontinuités
- La variation des contraintes initiales en profondeur dans des rapports importants, ce qui influe sur les conditions de stabilité en profondeur
- Les valeurs des caractéristiques d'identification et mécaniques sont fonction de l'échelle du milieu par rapport au VER (Volume Élémentaire Représentatif), paramètre relatif à chaque type de massif rocheux

Il faut noter cependant que certains massifs indurés ne sont que peu, voire pas fissurés (roches salines, sols indurés, etc.) et que le coefficient de poussée dans les roches peut osciller entre des valeurs faibles et des valeurs de plusieurs unités, comme dans les essais effectués dans le Grimsel en Suisse.

On propose de retenir les critères cumulatifs suivants pour différencier un massif rocheux d'un sol :

- L'importance de la cohésion inter granulaire (supérieure à 5MPa)
- L'existence de familles de fissuration, déterminées en caractérisant les macros discontinuités observées du massif

- L'existence de micro discontinuités caractéristiques dans le cas d'un matériau fragile
- Le contraste de déformabilité, à l'état sec et saturé, comme dans les roches tendres (argiles, marnes, etc.)

Cette différenciation souffre cependant de quelques exceptions, comme cet exemple des formations salines qui sont des roches peu fissurées, solubles et fortement déformables.

De ces considérations, on peut remarquer que pour la plupart des roches de la nature :

- A l'échelle des grains, la cimentation est forte, ce qui fait apparaître des microfissurations inter et trans granulaires à l'échelle microscopique, en plus des micropores, qui sont les vides préexistants entre les grains adjacents. Dans les roches les plus fortement cimentées, les grains non amorphes renferment des défauts cristallins, les dislocations qui leur permettent d'être déformés comme des métaux.
- A l'échelle du massif, les macrofissurations délimitent des blocs plus ou moins réguliers qui constituent des éléments de la matrice constitutive et relativement saine.

2. Types de macro discontinuités :

Les discontinuités peuvent être classées de façon simplifiée en :

a. **Diaclases** : fractures dues à la rupture, sans mouvement, par compression, traction et cisaillement tectoniques.

b. **Joints** :

- **Sédimentaires** : dans ces roches, ils séparent 2 strates d'époques différentes (plan de sédimentation)
- **Schisteux** : dans les roches métamorphiques par compression tectonique et réorganisation des minéraux constitutifs

c. **Failles** : diaclases de grandes dimensions avec mouvements, qui sont responsables des séismes.

3. Classification des massifs rocheux :

D'un point de vue pratique, les terrains rocheux rencontrés peuvent être classés en :

a. **Roches ténues**

- Très dures et donc fragiles
- Avec une fissuration préexistante légère et non persistante

- Caractéristiques mécaniques très fortes
- Très faible déformabilité

b. Roches fracturées

- Roches de caractéristiques mécaniques globales moyennes
- Nombreuses familles de fissuration
- Perméabilité conséquente

c. Roches tendres et sols indurés

- Peu ou pas de fissuration
- Plus grande déformabilité
- Plus grande sensibilité à l'eau

4. Caractérisation mécanique du massif rocheux en vue de l'étude de stabilité de sa pente

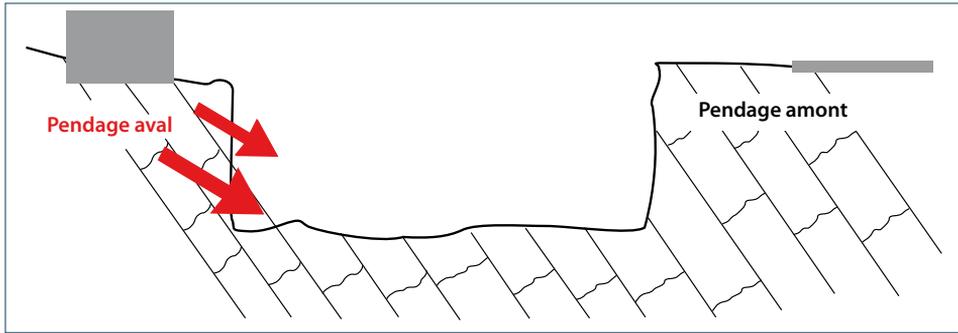
Les massifs rocheux peuvent être mécaniquement décrits par leur composition minéralogique, leur densité, leur porosité matricielle et globale, la vitesse de propagation des ondes, etc.

La description d'un terrain rocheux nécessite d'abord et en premier lieu la description des familles de discontinuité qui le caractérisent. Une reconnaissance géologique détaillée est nécessaire pour identifier les familles de fissuration, la nature des joints de chacune des familles recensées, leur persistance, leur ouverture, leur remplissage, etc.

A l'échelle des blocs sains, les microstructures (microporosité, microfissuration, dislocations des grains cristallins) jouent un rôle secondaire dans la stabilité.

La perméabilité du massif à grande échelle, due essentiellement à la fracturation, est également une donnée importante à considérer pour l'étude de sa stabilité.

Du point de vue mécanique, il y a lieu de distinguer les blocs matriciels et les discontinuités dans la stabilité des parois fortement pentues. En mécanique des roches classique, les instabilités des pentes sont considérées d'un point de vue assez formel et simple, en partant de deux éléments principaux : le pendage défavorable et l'effet de l'eau. Ainsi, dans une excavation effectuée dans un massif rocheux, on définit un pendage amont stable et un pendage aval instable, en fonction de la nature des discontinuités du massif et de la pente tracée, en dehors de dispositions stabilisatrices prises.



▲ **Figure 6 : Excavation dans un site rocheux, notion de pendages amont et aval [M. Sahli]**

Pour les travaux d'excavations exécutés dans le rocher, le principe général qui guide l'étude de stabilité des parois dépend des 3 paramètres essentiels suivants :

- l'état de fracturation du massif
- le type de pendage
- l'effet de l'eau.

On distingue alors 2 cas de figures :

- dans le cas d'un pendage amont, si le rocher est peu ou modérément fissuré, la paroi, même verticale et sans étayage, peut être considérée comme stable. Cela n'empêche pas certaines chutes de blocs mais aucune rupture générale n'est à craindre. En revanche, si le rocher est très fissuré, le phénomène de rupture se rapproche de celui d'une pente en mécanique des sols.
- dans le cas d'un pendage aval, en l'absence d'eau, on peut soit
 - Taluter en respectant une pente du même ordre que la direction des joints de rupture potentielle, quand on possède suffisamment d'espace libre
 - maintenir une paroi verticale à condition de la stabiliser par étayage
- en présence d'eau, la paroi doit être étayée en toutes circonstances

En pratique, ces considérations sont générales et ne font que donner une première approche de principe de façon à appréhender la stabilité d'une paroi creusée dans un terrain rocheux fissuré.

Typologie et classification des instabilités

On observe diverses formes d'instabilités dans les pentes des massifs rocheux. Un glissement de terrain, est la conséquence d'un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeur de la rupture. De la chute de blocs isolés aux grands mouvements de plusieurs millions de m^3 , ces instabilités peuvent modifier de façon très importante le relief d'un site ou d'une région. Leur vitesse de déplacement est de quelques mm ou cm par an, la rupture peut être évoquée quand le mouvement affiche une accélération brutale (jusqu'à quelques mètres/jour).

1. Classification des instabilités

On distingue :

a. Les chutes de blocs qui proviennent de la dégradation d'une falaise ou d'un versant rocheux. Selon le volume qui se détache, on leur donne un nom différent :

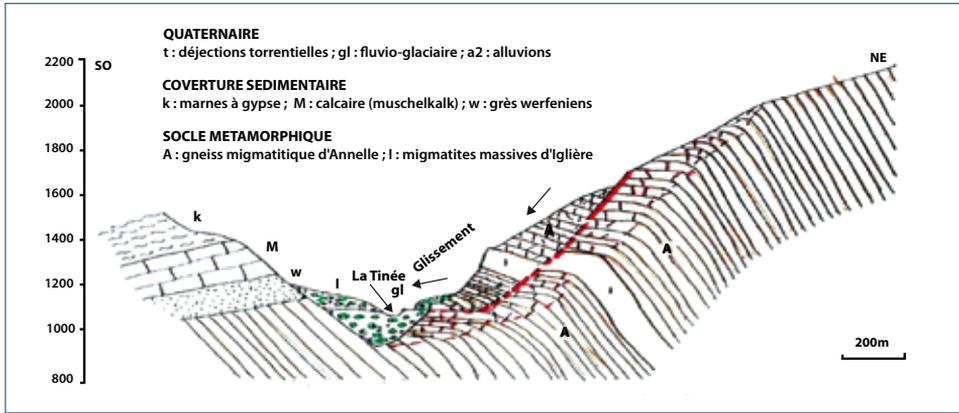
- Chutes de pierres
- Chutes de blocs
- Écroulements
- Écroulements majeurs
- Écroulements catastrophiques

Tous les mouvements de ce type (jusqu'à quelques milliers de m^3) ont en commun leur soudaineté et leur rapidité. Leurs trajectoires associent rebondissements, roulements, et glissement



▲ Figure 7 : Chute de blocs depuis le versant Est du massif de la chartreuse [L. Lorier]

b. Les ruptures des massifs rocheux de grands volumes (plus d'un million de m³) qui sont plus complexes et qui peuvent se produire sur des décennies après l'apparition de crevasses profondes.



▲ Figure 8 : Coupe géologique du glissement de La Clapière (Co jean et al. 2002)



▲ Figure 9 : Glissement de La Clapière en 1986 [Co jean et al., 2002]

c. Les très grands écroulements sont des instabilités majeures qui ont des comportements encore mal connus : Ainsi, en 1248, plus de 500 millions de m³ de rochers se sont écroulés du Mont Granier (en Savoie, France) et ont roulé sur plus de 3 km dans la plaine parsemée de nombreux villages d'agriculteurs. Aujourd'hui, on admet la disparition d'un millier de personnes et de cinq paroisses. L'écroulement, visible sur sa face nord, a fortement marqué le paysage.



▲ Figure 10 : Mont-Granier

d. Les coulées sont caractérisées par le transport de matériaux sous des formes plus ou moins fluides, sur les versants ou dans le lit des torrents (thalweg). Souvent rapides et extrêmement dangereuses, les coulées sont déclenchées par un excès d'eau (pluies exceptionnelles, fonte des neiges ou d'un glacier). On peut les classer en trois grandes catégories :

- Les coulées boueuses ou «glissements de terrains liquides» qui ont très souvent comme conséquence la déforestation. La couche superficielle du sol, soumise à de fortes précipitations, se décroche et glisse en amas visqueux le long de la pente.



▲ **Figure 11 : coulée de boue sur l'île de Tahaa en avril 1998 [PPR Polynésie, 2010]**

- Les coulées torrentielles qui utilisent le lit des torrents pour transporter les matériaux en périodes de crues. Les volumes transportés peuvent être considérables (plusieurs centaines de milliers de m³) et leurs conséquences dévastatrices.



▲ **Figure 12 : coulée de boue**

- Les lahars (mot javanais, lieu de ce type de rupture) sont des coulées boueuses constituées de débris de roches volcaniques. Leurs effets destructeurs sont supérieurs aux éruptions qui les précèdent.



▲ **Figure 13 : coulée de Lahars**

2. Vitesses de mouvement et type de glissement lors de la rupture

Le paramètre le plus important, vis-à-vis de la sécurité, d'un mouvement de versant est sa vitesse de déplacement [Hantz, 2001]. On distingue :

- Les mouvements très rapides, allant de 1 à plusieurs dizaines de km/h qui menacent directement les populations et pour lesquelles l'évacuation n'est pas possible.
- Les mouvements rapides, de quelques mètres/h à quelques hm/h, qui provoquent la destruction des bâtiments se situant sur leurs trajectoires, mais qui autorisent l'évacuation des personnes.
- Les mouvements très lents, de vitesse inférieure à quelques cm/an qui autorisent la construction d'ouvrages sur ces masses en mouvement moyennant certaines dispositions constructives.

Les mouvements de déplacement sont :

- Le glissement le long d'une surface qui délimite une masse en mouvement; surface préexistante du massif (comme la direction d'un plan de fissuration favorable) ou apparue lors du mouvement le long de la pente (formation d'une surface de moindre résistance). Ces mouvements de glissements sont généralement lents, avec une accélération à l'approche de la rupture.

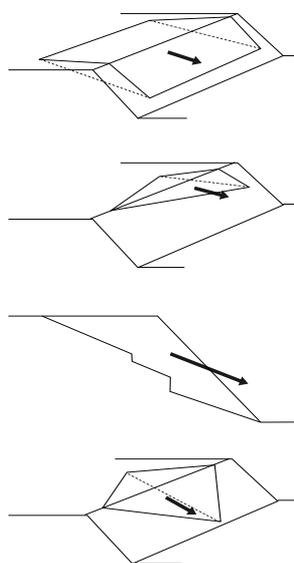
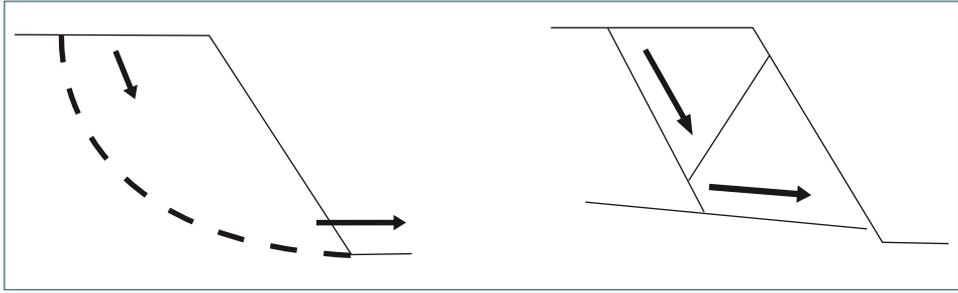


Figure 14 : glissements translationnels sur un ou plusieurs familles de plans [Hantz, 2001] ►



▲ **Figure 15 : glissement rotationnel (roche à fracturation très dense) ou composé [Hantz, 2001]**

- Le basculement qui affecte les bancs rocheux ou des pans de falaise qui fléchissent ou basculent dans le sens de la pente. Ce type de mouvement peut être très rapide dans le cas d'un pan de falaise qui s'écroule ou très lent lorsque survient un phénomène de fauchage.

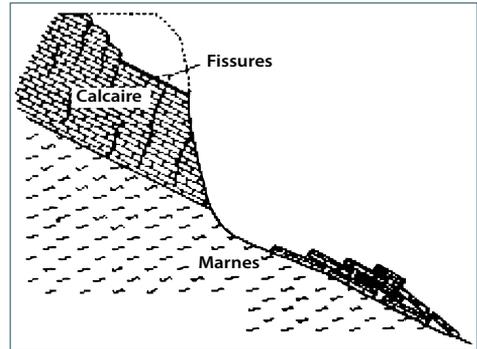
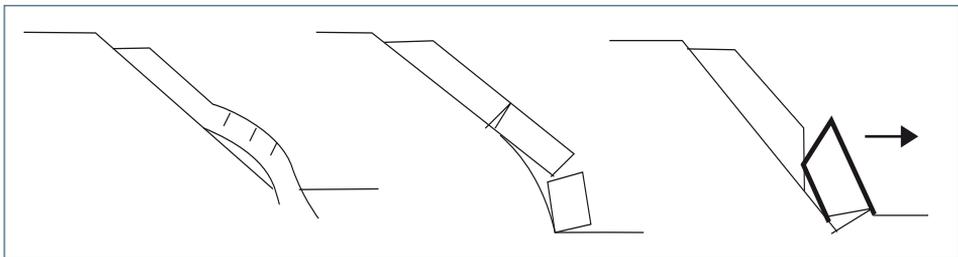


Figure 16 : basculement de bloc ou de colonne [Colas et Pilot, 1976] ►

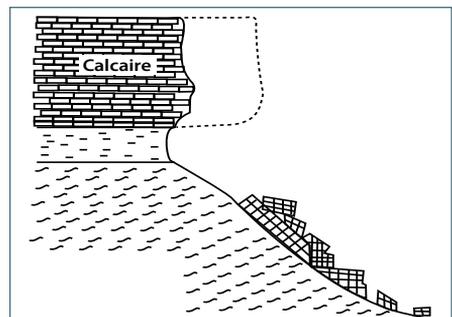
- La chute qui concerne essentiellement le détachement de blocs rocheux, susceptibles de tomber en chute libre le long de la pente, de rebondir et puis de rouler. Il s'agit toujours de mouvements rapides.



▲ **Figure 17 : chute par rupture de banc [Hantz, 2001]**

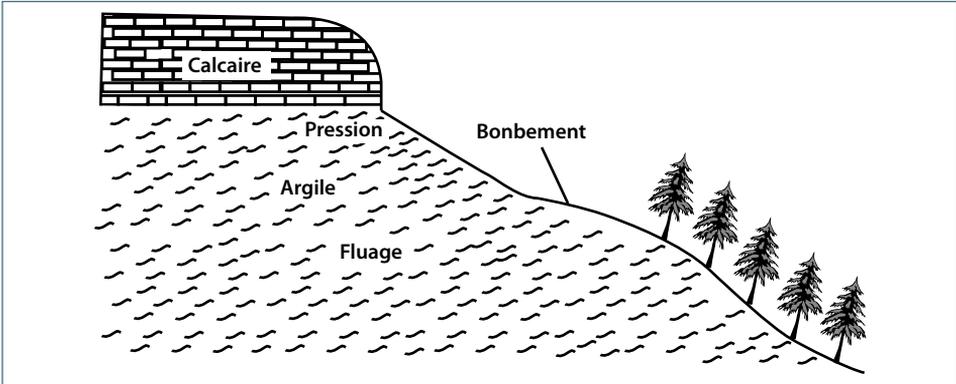


▲ **Figure 18 : Eboulement de la RN1 à la Réunion [Malascrabes, 2009]**



▲ **Figure 19 : chute par détachement de surplomb [Colas et Pilot, 1976]**

- L'écoulement est un mode de déplacement qui s'apparente à celui d'un fluide. Il peut s'agir d'une avalanche rocheuse (ensemble de blocs en grand nombre s'écoulant comme du sable), d'une coulée boueuse (mélange de terre et d'eau se mouvant à des vitesses très rapides), ou encore d'une déformation d'un versant, lente et continue sans surface de rupture.

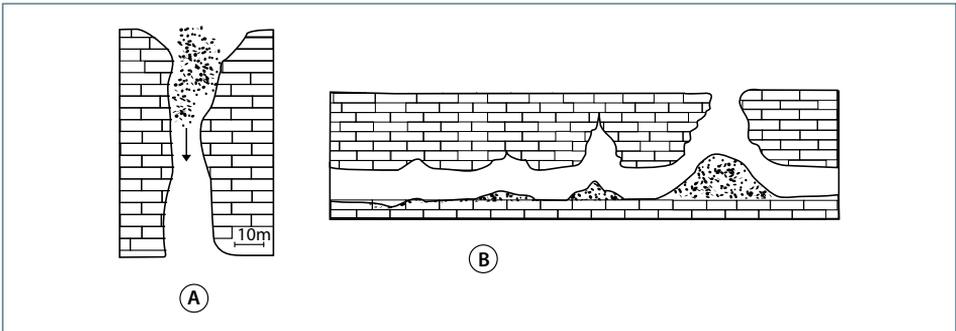


▲ **Figure 20 : fluage des sols sous surcharge rocheuse** [Colas et Pachou, 1976 in Lebourg, 2000]

- Les affaissements se caractérisent par une dépression topographique sans rupture apparente. On les rencontre dans des régions minières où il y a une rupture en profondeur des galeries souterraines anciennes.
- Les effondrements de terrain provoquant une dépression topographique importante avec une rupture apparente que l'on rencontre dans les régions calcaires, là où il y a des cavités karstiques, mais aussi au-dessus de vides artificiels (carrières, mines souterraines).



▲ **Figure 21 : Ecoulement au pk 14.5 – Tahiti - Punaauia** [PPR Polynésie, 2010]



▲ **Figure 22 : Effondrement de voûtes karstiques** [Flageolet, 1989]

Des mouvements plus complexes peuvent avoir lieu, qui mettent en jeu plusieurs de ces mécanismes, simultanément ou successivement.

Le Tableau 2 donne pour chaque type de rupture, les causes possibles à l'origine de la rupture de pente, recensées par Flageolet [1989].

	Écroulement	Glissement	Coulée
Entaille artificielle ou naturelle			
Suppression brusque de support naturel			
Suppression brusque de support artificiel (carrière, mines...)			
Pression d'eau sur les parois et des crevasses			
Gel intense et prolongé			
Vibration (séisme)			
Pluies d'orage (saturation)			
Pluies d'hiver exceptionnelles			
Crue de torrent			
Crue rapide de rivière			
Infiltrations accidentelles ou provoquées			
Surcharge naturelle ou artificielle			
Vidange rapide d'un lac de retenue			

Tableau 2 : causes possibles des instabilités [Flageolet, 1989]

Gervreau [cité par Lebourg, 2000] propose dans le Tableau 3, une autre classification des facteurs de déclenchement qui entraînent la perte d'équilibre, le mouvement et la rupture du massif. On y distingue quatre branches qui sont : la modification de la géométrie, la modification des conditions aux limites mécaniques, la modification des forces de volume et la modification des propriétés rhéologiques.

Classe de facteurs déclenchants	Facteurs à l'origine de l'instabilité
MODIFICATION de la GEOMETRIE	Erosion externe, écoulement superficiel, déblai, remblai, surcharges variables et activité humaine
MODIFICATION DES CONDITIONS AUX LIMITES MECANIQUES	<ul style="list-style-type: none"> - Déblai, remblai, surcharges variables : activité humaine, mouvement de terrain naturel au voisinage, - Interruption d'une pression stabilisatrice avec rupture d'un ouvrage de soutènement, - Poussée de l'eau : montée de la nappe, remplissage de fissure (précipitations, fonte de neige, augmentation du niveau d'eau dans une retenue, obstruction des exutoires naturels ou artificiels), - Dilatation, poussée des glaces engendrées par la variation de la température.
MODIFICATION DES FORCES DE VOLUME	<ul style="list-style-type: none"> - Pression d'écoulement, effet renard, augmentation des écoulements souterrains, apport d'eau à l'amont, modification de la perméabilité, - Augmentation du poids volumique, augmentation du degré de saturation (précipitation, fonte de neige, augmentation du niveau d'eau dans une retenue), - Déjaugage : élévations du niveau de la nappe ((précipitations, fonte de neige, augmentation du niveau d'eau dans une retenue, obstruction des exutoires), - Création de forces d'inertie : séisme.

Tableau 3 : facteurs déclenchants des glissements de terrain [Gervreau, 1991]

On constate que les deux causes principales de glissements de terrain sont d'origine hydraulique et anthropique. Des études statistiques montrent que, dans 53 % des cas, la cause hydraulique du mouvement est évoquée. Ces résultats sont issus de l'étude d'un échantillon de 300 cas, tous mouvements de terrain confondus [Desvarreux, 1988; Gervreau, 1991; Gervreau et Durville, 1993].

Identification et caractérisation des instabilités [Guide du LCPC, 2004]

La dynamique des mouvements rocheux se caractérise donc par la mise en mouvement d'un matériau lors d'une rupture d'équilibre, suivie d'une propagation le long de la pente, associant des mouvements horizontaux et verticaux, puis d'un arrêt avec un retour à l'équilibre.

Pour prendre en compte le risque, occasionné par cet aléa dans la gestion et l'aménagement du site étudié, il faut être en mesure de pouvoir localiser chacune des zones concernées par l'instabilité. La plus importante est la zone de départ. Sa délimitation est basée sur la localisation des secteurs où les matériaux sont mobilisables. L'analyse de cette zone doit permettre de définir des moyens de protection à adopter pour garantir la sécurité des biens et des personnes en aval. En effet, le volume de matériaux contenus dans cette zone ainsi que les données topographiques sont utilisés pour estimer les dimensions (largeur et longueur) des zones de transit et d'arrivée.

L'étude d'une pente instable nécessite de ce fait une démarche en plusieurs étapes :

- Une recherche documentaire sur le site et ses mouvements éventuels, tels les documents bibliographiques et les plans, les photos et prises aériennes éventuelles, les fonds iconographiques et les dossiers d'archive anciens.
- Une analyse historique s'appuyant sur l'exploitation des documents recueillis, le recueil de témoignages lors d'enquêtes sur le site et l'exploitation de « mains courantes ».
- Une synthèse des divers éléments concernant le site : géologie, morphologie, tectonique, données climatiques; couverture végétale, hydrologie et hydrogéologie locales, mécanismes d'évolution des versants, etc.
- La réalisation de travaux complémentaires spécifiques, comme des prises de vues terrestres et aériennes, des travaux topographiques supplémentaires, etc.

Le but ultime de ces investigations est :

- D'identifier, de localiser et de caractériser les instabilités éventuelles
- De quantifier l'aléa de rupture en appliquant la procédure de qualification (définition de la classe, de la probabilité et du délai d'occurrence comme indiqué dans le document LCPC)
- D'étudier l'aléa de propagation (en effectuant une approche qualitative et une analyse de propagation)

Ces étapes permettent de déterminer l'aléa résultant de l'instabilité étudiée.

Les démarches de l'étude se composent de divers dossiers tels que :

1. Cahier des charges :

Le commanditaire de l'étude établit le cahier des charges qui fixe l'objectif et le niveau d'étude requise.

1.1. Objectif et niveau de l'étude :

Les cas de figure qui peuvent amener à une étude d'aléas sont nombreux. Il peut s'agir :

- D'une étude de zonage dans le cadre de l'aménagement du territoire
- D'une étude préliminaire de solutions de stabilisation avec une estimation des coûts
- D'une étude de réalisation de solutions de confortement
- D'une étude de surveillance des mouvements d'instabilité dans le but d'assurer en continu la sécurité d'un ouvrage ou d'une zone
- D'une étude d'alerte et de mise en place de mesures préventives d'évacuation en cas de rupture
- D'une intervention consécutive à un événement d'instabilité qui a déjà eu lieu.

La zone d'étude doit être définie avec précision dans le cadre de visites des lieux et de réunions avec le Maître de l'Ouvrage. Elle doit faire l'objet d'un cadre contractuel, vu les conséquences que cela pourrait avoir sur l'ampleur des études et les solutions à préconiser.

La délimitation doit de préférence :

- Etre calée sur les éléments topographiques et morphologiques locaux en fonction du risque d'aléa évalué par l'étude
- Etre susceptible de modification dans le document d'étude ; on doit en effet prendre en compte les résultats d'études qui pourraient amener à élargir la zone d'instabilité
- Permettre d'énumérer d'éventuelles instabilités situées en dehors du périmètre d'étude, dont le donneur d'ordre doit avoir connaissance

1.2. Durée de l'étude :

La durée allouée à l'étude dépend des contraintes propres du donneur d'ordre, de la complexité de l'aléa ainsi que des conditions du site. L'estimation de cette durée doit tenir compte :

- Du choix de la période de l'année qui favorise les travaux de reconnaissances (exclusion de la neige et des feuillages dans la reconnaissance photo-topographique par exemple)

- Du choix de la saison qui favorise la visibilité de surface dans le cadre des travaux et des reconnaissances de levé de surface notamment (neige en hiver, végétation au printemps, etc.)
- Du choix de la période qui permet une plus grande sécurité du travail (crues du printemps, pluies torrentielles des périodes humides, etc.)

1.3. Contenu de l'étude

Le contenu de l'étude peut comprendre un ou plusieurs de ces points :

- Une étude d'archives relatant l'histoire antérieure des instabilités de la zone
- L'analyse de tous documents d'archives et d'études antérieures (cartes thématiques, photos aériennes, autres rapports et documents mis à disposition)
- La réalisation de travaux photo-topographiques
- L'étude de terrain : levés de surface géologiques, morphologiques, structuraux, lithologiques, etc.
- L'analyse de la stabilité et des mouvements de blocs ou de masses rocheuses globales, la simulation de la propagation des trajectoires
- L'étude de caractérisation de l'aléa
- L'étude et la justification des solutions de confortement, et des parades proposées
- L'assistance à la rédaction des pièces techniques et à l'exécution des travaux.

2. Collecte des données

Dans le cadre d'une étude de stabilité d'un massif rocheux, et que l'instabilité du massif rocheux soit naturelle ou anthropique, la recherche des données est un premier travail à effectuer lors de travaux pour les besoins d'un chantier.

Cela permet d'alléger les coûts de reconnaissance et de diminuer les délais globaux de l'étude. Mais l'importance de cette collecte est directement liée à la qualité et au contenu de l'archivage en amont.

2.1. Axes d'investigations bibliographiques et d'archives

Il s'agit de réunir les documents pertinents intéressant l'étude, d'en faire l'évaluation et la synthèse. On peut trouver ainsi :

- Des fonds d'archives et documents des différents services techniques et administratifs de la Province ou de la Région administrative.

- Des documents d'archives provenant de divers services techniques relevant de la sphère du donneur d'ordre. Ils peuvent être des études générales, descriptives des événements qui se sont produits dans la zone ou alors d'anciens suivis effectués dans le passé..
- Des fonds cartographiques existants comme les cartes topographiques nationales, à diverses échelles, du service topographique marocain ou réalisées pour les besoins d'études antérieures, les cartes géologiques et géotechniques, les cartes de risque, etc.
- Des photographies aériennes, que ce soit des couvertures systématiques ou des commandes spécifiques pour des études antérieures.

2.2. Etudes des archives historiques

Le but est de reconstituer l'histoire des événements relatés dans les documents d'archives. Il s'agit ainsi d'une compilation événementielle dans le temps et l'espace, bien que les phénomènes soient à priori à occurrence aléatoire. On cherche notamment à :

- Recueillir des fonds d'archives, des événements ayant eu lieu sur le site.
- Reconstituer l'historique des désordres observés et conservés et de contribuer à l'évaluation de l'aléa antérieur
- Reconstituer l'histoire des événements géologiques antérieurs ainsi que leur évolution dans le temps

2.3. Moyens d'investigation et de recueil des données

Les délais pour cette étape de l'étude peuvent être assez longs. Cette prestation peut se prolonger durant toute la période de l'étude principale. La présence d'un historien, et à défaut, de témoins dans cette étape de recherche est un atout auquel il faut penser dans la mesure du possible. On peut énumérer :

- L'identification des sources potentielles (presse locale, archives provinciales, associations et autres sources d'archivage, témoignages oculaires, personnes âgées, etc.)
- L'établissement d'un cahier des charges de l'étude historique, sans oublier l'étude de toponymie (étude se basant sur l'histoire des lieux pour en déduire l'histoire du site)
- L'analyse des archives techniques des différents services concernés, tout en veillant à croiser ces informations avec les données historiques
- L'identification et les circonstances des événements, ainsi que leur périodicité
- L'évaluation de la validité de chaque information recueillie et retenue.

2.4. Etude géologique

Il s'agit de s'appuyer sur les documents lithologiques et stratigraphiques relatifs à la géologie locale pour en déduire le contexte géologique du site étudié.

L'objectif final est :

- L'établissement des modèles géologiques locaux des différentes aires pour en déduire un modèle géologique global du site étudié.
- La reconstitution de l'histoire tectonique et des phases glaciaires sur les lieux . Pour ce dernier point plusieurs méthodes peuvent être utilisées. Cela peut être :
 - L'utilisation des résultats d'études bibliographiques effectuées sur le site (tous documents techniques, manuels, travaux de recherche, etc.)
 - L'analyse des cartes géologiques au 1/50 000 et au 1/80 000, ainsi que la consultation des autres documents géologiques et guides régionaux.
 - L'inclusion des documents d'études effectués sur le site

Un levé géologique du site, la recherche des observations géologiques d'ensemble et la consultation d'un géologue confirmé peut s'avérer nécessaire.

2.5. Etude structurale

L'étude structurale fait partie de l'étude géologique mais revêt une grande importance dans le contexte des instabilités rocheuses. Elle requiert donc de ce fait une attention toute particulière. Son but est d'analyser les caractéristiques de la structure des massifs, et notamment les plissements, chevauchements, familles de fissuration, accidents géologiques, etc.

Une telle étude nécessite souvent la technique de photo-interprétation, à des échelles de l'ordre du 1/25 000, voire des missions locales à des échelles allant du 1/4 000 au 1/15 000.

Il peut paraître avantageux et d'actualité d'utiliser les images SIG qui peuvent aller jusqu'à des échelles de 1/1 000, sur des sites importants et pour des coûts jusque-là assez élevés.

Pour des petites superficies, il est possible d'effectuer des relevés photographiques horizontaux ou obliques à l'aide d'un hélicoptère en survol, l'objectif est de :

- Répertorier les familles de fissuration du massif et d'en décrire les caractéristiques (nombre, hiérarchie, orientation, persistance, remplissage, etc.), leur organisation et leur signification sur le plan tectonique

- Souligner les directions défavorables dans le contexte d'une l'instabilité potentielle ou réelle (famille en pendage aval, pendage amont, etc.)

La méthode d'étude utilise :

- Des esquisses structurales synthétiques à partir de la photo-interprétation
- Une analyse des données morphologiques (plans, modèles de terrain)
- Une vérification de la reconnaissance d'ensemble par les levés de détail sur certaines parties du site
- Des prises de vue de certains éléments représentatifs
- La mesure des données de stratigraphie (boussole, clinomètre, stéréogrammes)
- L'analyse et l'interprétation en utilisant les outils de représentation spatiale et statistique.

2.6. Étude morphologique

C'est l'analyse de la morphologie du terrain et de ses caractéristiques dominantes : falaises, versants, talwegs, pentes, accidents morphologiques (escarpements). Cette étude est un complément à l'étude géologique et structurale. Elle ne devient pertinente que lorsqu'on utilise des fonds à diverses échelles. En effet. Il faut souligner que certains détails relatifs à la fissuration du massif sont mieux retrouvés à grande échelle, alors que la tectonique générale est mieux appréhendée sur des fonds à faible échelle.

L'étude morphologique est d'abord nécessaire pour les analyses de propagation et pour effectuer des tracés d'éboulements sur plan.

La méthode d'investigation consiste à :

- analyser les données provenant des divers fonds topographiques à disposition : modèles de terrain, plans à l'échelle allant du 1/500 au 1/5 000.
- Etudier les données disponibles, spécifiques ou plus générales de la photo-interprétation
- Rechercher une vue d'ensemble du site étudié, notamment par des inspections de versants d'en face, ou tout autre moyen permettant de dégager la vue d'ensemble de la zone, objet de l'étude
- Reporter les observations concernant le relief sur des plans aux échelles comprises entre 1/5 000 et 1/10 000.

2.7. Étude hydrologique, hydrogéologique et environnementale

La présence voire l'écoulement des eaux superficielles et souterraines sont un élément essentiel de la stabilité et sont des causes essentielles d'instabilité et de ravinements dans les pentes creusées lors de travaux de génie civil.

L'étude des écoulements a pour objet de faire l'état des apports et des écoulements hydrauliques et souterrains, le long des versants et dans les massifs rocheux du site. Les écoulements souterrains concernent les infiltrations à travers la matrice rocheuse (souvent négligeables), les écoulements à travers le réseau de fissurations, ainsi que les régimes d'écoulement karstiques.

Dans le cas de la proximité littorale, l'étude doit inclure l'analyse hydrodynamique dont le marnage, les courants, le choc des vagues, etc.

Les données hydrométéorologiques nécessaires à cette étude peuvent être obtenues auprès des services compétents (agences des bassins, service météo, association de spéléologie, etc.)

Les points à aborder à ce stade sont :

- la caractérisation des apports, leur régime et leur importance, les caractéristiques d'absorption et d'infiltration du bassin, etc.
- la détermination des écoulements souterrains, des puits d'alimentation et des sources d'exhaure. Un croisement des données avec celles topographiques, géologiques, structurales, et autres reconnaissances par sondages ou géophysiques, est nécessaire. Les points d'exhaure sont à recenser et à évaluer en fonction des conditions climatiques.
- l'étude des configurations climatiques agressives (gel, dégel, contrastes thermiques, etc.). On doit approfondir l'analyse des cycles thermiques lorsqu'ils agissent sur le mouvement de pente.

2.8. Étude du couvert végétal

Il s'agit d'identifier et de décrire le couvert végétal du versant étudié : les espèces, les types d'associations, la densité, les activités lucratives ou non (exploitation forestière, autres utilisations), et les risques d'incendies ainsi que les dispositions de sécurité (moyens de lutte contre l'amplification des incendies, etc.)

L'objectif est de :

- Relever des informations relatives à la géologie et l'hydrographie du bassin à partir de l'analyse du couvert végétal associée à l'étude morphologique.
- Identifier les zones instables (zones en mouvement, zones non colonisées correspondant à des glissements récents, etc.)

- Analyser l'effet des racines sur la dislocation du massif
- Étudier l'effet de la stabilisation du couvert végétal sur la protection du massif (nature, taille, densité des peuplements, etc.)

Les moyens nécessaires à ce travail sont :

- Les photos aériennes et les divers plans du site
- L'inspection et l'observation du terrain

Il faut reporter sur un plan, sous la forme de zonage, les divers éléments trouvés. L'effet de l'exploitation forestière, la réalisation de pistes et de travaux de mise à nu, d'autres causes responsables des coupes à blanc telles que les incendies, sont à analyser. Il faut en évaluer l'impact sur la détérioration des conditions de stabilité du massif étudié.

3. Etude des versants rocheux instables

Il s'agit d'identifier les divers phénomènes actifs, à l'origine de la dégradation de la stabilité du versant à l'échelle du site. On doit mettre en évidence les mécanismes dominants de la rupture (éboulements régressifs, écroulements, phénomène d'altération, érosion, chute de blocs, phénomènes de dislocation dus à la végétation, etc.). Cette recherche de mécanismes doit être recoupée par les autres informations obtenues dans le cadre de l'étude du site.

3.1. Sectorisation

La sectorisation consiste, à l'instar des bassins versants pour la pluviométrie, à compartimenter les zones de sites homogènes, en prenant en compte divers aspects pondérés, en rapport avec l'aléa, tels que :

- La topographie
- La morphologie
- La géologie
- La structure
- L'aspect géo mécanique
- Le couvert végétal
- L'accessibilité

3.2. Echelles et représentation

Les travaux de représentation sont effectués sur des supports cartographiques obtenus par diverses méthodes comme la photogrammétrie, voire le report direct sur clichés effectués lors de la visite.

Vis-à-vis de la morphologie des terrains, la représentation adéquate nécessite :

- La présence des courbes de niveaux sur le support
- L'adoption de conventions graphiques de terrain

Les échelles de représentativité du terrain choisies doivent prendre en compte :

- Un lever spécifique à une échelle topographique adaptée :
 - Un lever à l'échelle de 1/500 voire 1/200 pour une zone localisée
 - Un lever au 1/2000 pour les zones éloignées des secteurs sensibles; à défaut, un lever photogrammétrique au 1/5000 est possible. Ces levés doivent couvrir toutes les zones du site, y compris celles déjà couvertes par une plus grande échelle.
- Le choix d'une échelle adaptée dans le cas d'étude de trajectoires détaillées, notamment en cas de topographie irrégulière, ainsi que pour les ouvrages de protection (ouvrages de confortement, merlons de protection, écrans de filets de protection contre les blocs, etc.)

Dans les autres cas, les couvertures topographiques existantes peuvent être utilisées, en agrandissant leur échelle convenablement. Les plans au 1/5000 sont obtenus directement par restitution, et ceux au 1/10 000 par agrandissement du plan au 1/25 000 (sous réserve de sa qualité originelle).

Les opérations de prise de vue et de levés de plans spécifiques comprennent :

- Des prises photographiques simples, qui sont des photos aériennes pour une observation qualitative et une description du site selon divers angles de vue et diverses échelles. Les prises de vue terrestres sont possibles pour certaines configurations de terrains en vis-à-vis.
- Des couvertures photogrammétriques de précision métrique, qui permettent l'établissement de plans par restitution photogrammétrique.
- Des plans photogrammétriques, dont la qualité de rendu dépend des options de prises de vue, de la restitution des clichés, du type de sorties graphiques, du type de documents livrés, etc.
- Des orthophotoplans, qui sont des photos aériennes traitées pour éliminer les déformations dues au relief et la perspective, Ils aboutissent à des fonds superposables à des cartes, dont la précision est d'ordre métrique.

- Des levés au sol au 1/200, 1/100, voire 1/50 lorsqu'il est impossible de réaliser des plans photogrammétriques (problèmes de visibilité, de délais, etc.), ou des compléments aux autres documents notamment pour l'extension de zones réduites, ou enfin des travaux de réalisation d'ouvrages spécifiques, etc. Les levés au sol comprennent également les travaux de reconnaissances de terrain (boussole, clinomètre, altimètre, télémètre, photos à l'échelle, etc.), ainsi que pour les relevés de trajectoires (topo fil, boussole, altimètre)

4. Aléa géologique, risque, enjeu

Les solutions de confortement sont réalisées en référence à divers contextes, dont :

- L'aléa géologique, qui est un évènement géologique, non prévisible dans l'espace et dans le temps, lié aux caractéristiques (naturelle, dimensionnelle, physique, mécanique ou chimique) d'un site, à son histoire géologique, à son évolution en cours ou à des actions humaines, et qui peut se révéler dommageable.
- Le risque géologique, qui est la conséquence défavorable d'un aléa géologique, dommageable pour un ouvrage ou un aménagement, lié à son interaction avec le sous-sol.

On définit, pour un ouvrage ou un aménagement donné, le risque comme étant une probabilité d'occurrence de l'incident, défini par :

$$\text{risque} = \text{aléa} \times \text{vulnérabilité} \times \text{enjeu}$$

L'**aléa** est l'évènement susceptible de se produire

L'**enjeu** est l'importance accordée à l'ouvrage ou l'aménagement dans sa stabilité ou son fonctionnement

La **vulnérabilité** est la sensibilité de l'ouvrage ou l'aménagement à l'aléa

Le **risque** est une fonction croissante du temps, en l'absence d'intervention.

4.1. Éléments constituant l'aléa

Dans les stabilités de pentes, les éléments constituant l'aléa sont ceux qui décrivent l'évènement de rupture ou ses conséquences. On peut citer :

- Le volume mis en jeu et l'estimation du volume total susceptible de se détacher, qui dépend des caractéristiques du terrain rocheux, notamment de sa fracturation ainsi que des mécanismes d'instabilité
- L'estimation de la dynamique et de la cinématique de rupture, du premier impact, de la taille et la forme des éléments en propagation jusqu'à leur arrivée aux systèmes de protection

- La situation de risque du site par rapport à la position des ouvrages, des lieux ou des équipements à protéger
- L'extension de la zone de risque, qui peut être localisée ou diffuse. Cela comprend aussi bien la zone de départ de l'instabilité que la zone d'impact et de propagation. La zone de départ peut concerner un bloc isolé ou plusieurs blocs répartis sur un compartiment large mais aussi une falaise entière. Ce paramètre est essentiel pour choisir le lieu d'implantation des solutions de confortement ou de conception d'une parade.

4.2. L'enjeu

Il est lié à la présence d'une population exposée, des intérêts socio-économiques et publics, et reflète l'importance de la fonctionnalité d'un ouvrage, etc.

L'appréciation des enjeux et de leur vulnérabilité résulte principalement de la superposition de la carte des aléas et des occupations du sol, actuelles ou projetées.

L'enjeu et le niveau de vulnérabilité sont appréciés à partir de plusieurs facteurs déterminants. On distingue différents types d'enjeux :

- L'enjeu humain concerne la population (nombre et concentration), le type d'occupation (temporaire, saisonnière, permanente), et la vulnérabilité humaine qui traduit principalement les risques de morts, de blessés et de sans-abri.
- L'enjeu socio-économique comprend le nombre de logements et le type d'habitat (individuel, isolé ou collectif), le nombre et le type de commerces, le nombre et le type d'industries, le poids économique de l'activité, et la vulnérabilité socio-économique.
- Dans les enjeux publics figurent les infrastructures et les réseaux nécessaires au fonctionnement des services publics, la vulnérabilité des moyens propres à la disposition de la puissance publique. L'évaluation de la vulnérabilité du réseau routier par exemple doit prendre en compte les données relatives à la fréquentation du réseau (densité du trafic, zones d'arrêt ponctuel prolongé, parking, accès, rétrécissement, etc.), les données relatives à l'identification des zones particulièrement dangereuses (zones de visibilité réduite notamment) ainsi que les données concernant les ouvrages liés au réseau et leur capacité de résistance au phénomène de glissement.

4.3. Vulnérabilité

Les classes de vulnérabilité dans la norme française AFNOR correspondent aux cinq catégories de ressources qui induisent un coût direct :

- Atteintes aux personnes
- Dommages aux biens physiques et techniques

- Pertes d'informations
- Dommages aux partenariats (ressources amont, latérales, en aval)
- Pertes de revenus

À ces catégories de ressources, il convient d'ajouter des ressources « gratuites » :

- l'environnement physique et naturel (ressources naturelles, et gratuites ou non, dont l'eau, l'air, le sol, la biodiversité qui contribuent à la résilience en cas de crise)
- l'environnement politique, légal et social,
- l'environnement concurrentiel.

5. Caractérisation des instabilités

Il s'agit, dans le cadre de l'étude de sectorisation, de localiser les types d'instabilités en isolant les sous-ensembles du massif, appelés compartiments, qui présentent le même type d'aléa.

Trois facteurs sont à prendre en compte : la nature des compartiments, les paramètres géométriques et les paramètres géomécaniques.

La caractérisation consiste à :

- Repérer sur un support topographique, que ce soit une photo ou un plan, les différents compartiments instables, et les désigner par une numérotation au choix.
- Adapter la reconnaissance du terrain aux conditions locales, en prenant en compte la visibilité, les conditions de sécurité pour les équipes et les usagers, les conditions d'accès, les moyens complémentaires de l'examen du site (compléments aériens). Parmi les méthodes de reconnaissance rapprochées, on distingue le parcours classique, les techniques d'escalade alpine et l'observation aérienne.
- La caractérisation d'un compartiment consiste à déterminer les paramètres jouant un rôle dans le mouvement d'ensemble ou d'un écroulement de bloc ou d'un ensemble instable.

5.1. Éléments descriptifs d'un compartiment rocheux

Un compartiment rocheux est défini comme étant un ensemble de blocs rocheux liés par la condition de stabilité. Sa description consiste à analyser ou reporter :

- La nature du compartiment, sa typologie (écaille, bloc, chaos, colonne, surplomb en évolution régressive, paroi altérée, etc.), sa lithologie (nature pétrographique, faciès, aspect, degré d'altération, etc.), son état de fissuration et ses autres données

structurales (identification des familles de fissuration, leurs orientations, persistances, remplissage, etc.), l'hydraulique et l'hydrogéologie locales (circulation des eaux, cavités de dissolution, débit, régime)

- Les paramètres géométriques, notamment la position dans le site, son accès, les données relatives à la forme et la géométrie du compartiment, ainsi que les volumes

Les paramètres de rupture, comme la hauteur de falaise, le premier point d'impact probable, ainsi que la vitesse des processus de rupture.

5.2. Mécanismes de rupture et surfaces de glissement

Les types de rupture sont variés, selon les configurations locales, les phénomènes d'érosion, de gélifraction, etc. On peut cependant citer ces cas de ruptures courants :

- Les glissements plans (simples ou composés) de blocs rigides sur des surfaces de discontinuité préexistantes
- Les glissements en coin ou en dièdres dans le cas de blocs délimités par diverses familles de fissuration
- Les ruptures de surplomb ou de dalle en toit
- Le basculement de bloc ou de colonne
- La rupture de pied de colonne

5.3. Description des macros discontinuités

Le travail de description des discontinuités du compartiment comprend :

- Leur nature : stratification, schistosité, diaclases, failles, etc.
- Leur origine mécanique : traction, compression, cisaillement
- Leurs orientations et classifications (pendage, azimut, regroupement en familles)
- Leur espacement, leur persistance et leur ouverture
- La caractérisation des épontes : nature, aspect, régularité, état de surface, rugosité
- La caractérisation du remplissage : ponts de matière, remplissage, niveau d'altération

6. Qualification de l'aléa de rupture

La classification de l'aléa de rupture à partir des éléments existants constitue la démarche d'expertise. Elle est définie par deux éléments qui sont la classe d'instabilité et le couple probabilité / délai.

6.1. Classe d'instabilité

On distingue parmi les éléments composant la masse rompue :

- Les pierres, dont le volume unitaire est inférieur à quelques dm^3
- Les blocs, dont le volume unitaire varie entre quelques dm^3 et quelques m^3
- Les gros blocs ou masses, dont le volume unitaire est supérieur à quelques m^3

La classe d'instabilité concerne le volume et la dimension du bloc instable. La classification du guide LCPC propose le tableau suivant :

Classe	Intitulé	Volume concerné
I	Chute de pierres	Petit nombre de blocs
II	Chutes de blocs	Petit nombre de blocs
III	Eboulements de masse limitée	Quelques milliers de m^3
IV	Eboulements de grande masse	Quelques dizaines à centaines de milliers de m^3
V (p.m.)	Eboulements catastrophiques	Ordre du million de m^3 et plus

Tableau 4 : classes d'instabilités du Guide LCPC

6.2. Probabilité d'occurrence et délai avant rupture

La prévision de la rupture d'une pente instable est un problème délicat qui ne peut être abordé qu'en termes de probabilité. Cette probabilité n'est même pas chiffrable mais elle est estimée en termes approximatifs allant de «très faible» à «très élevée».

Probabilité d'occurrence de la rupture	Appréciations du phénomène
Très faible	Possibilité de rupture exceptionnelle Etat de la pente en principe stable
Faible	Possibilité de rupture infime mais envisageable Etat stable de la pente plus probable
Modérée	Occurrence de rupture possible La rupture et la persistance de l'état stable sont équiprobables (cela traduit une incertitude dans la conviction de l'expert)
Elevée	Pente dont la stabilité est mise en cause L'occurrence d'une rupture est envisagée
Très élevée	Pente dont l'instabilité est un phénomène récurrent L'état stable est un phénomène exceptionnel

Tableau 5 : Probabilité d'occurrence de la rupture dans le Guide LCPC

La durée pendant laquelle cette masse est stable est estimée qualitativement en termes allant de «longue» à «imminente».

Durée avant rupture	Appréciations du phénomène
Longue / long terme	Au-delà de 100 ans
Moyenne / moyen terme	Vers les 50 ans
Courte / court terme	De l'ordre de 10 ans
Très courte / très court terme	De l'ordre de l'année
Nulle / rupture imminente	De l'ordre du mois, semaine, voire moins

Tableau 6 : durée de stabilité avant rupture dans le Guide LCPC

L'évaluation du couple probabilité/délai d'occurrence de la rupture d'une pente instable est effectué par l'expert en prenant en compte certains éléments, dont :

- La durée d'occurrence basée sur l'histoire passée du site. Quand la durée avant rupture est de type «long terme», on considère que la rupture est un événement exceptionnel relevant des phénomènes ayant lieu dans des temps géologiques impossibles à maîtriser. Le rapport d'expertise doit les mentionner mais les études d'ingénierie n'ont pas à en faire cas.
- L'évaluation de l'expert est basée sur les données du site, Elle tient compte de l'effet de la cohésion dans les plans de glissement, de la résistance à la traction, des effets de l'eau (dégradation des paramètres de résistance, écoulements en surface ou souterrains, dissolution des formations telles que gypseuses ou karstiques)

- Les indices de mouvements suspects comme les crevasses et les niches d'arrachement, etc.
- les conséquences liées aux séismes ainsi que les sollicitations dynamiques diverses ressenties au niveau du site, comme les tirs à l'explosif, les travaux de chantiers, la proximité des voies de chemin de fer, etc.
- Les volumes emportés dans la rupture, ainsi que la nature, la forme et les dimensions des blocs. Ils conditionnent la propagation et la cinétique de la rupture; ils doivent par conséquent être bien évalués dans le rapport d'expertise.

L'analyse de l'aléa d'un site, devra aboutir à un tableau à double entrée (délai, probabilité d'occurrence).

7. Etude de la propagation et de trajectographie

Quel que soit le moyen de calcul de la propagation d'un éboulement, il est nécessaire de connaître les conditions initiales de l'événement, les caractéristiques du versant sur lequel a lieu l'éboulement, ainsi que celles de la zone d'épandage. Il est à noter que les conditions de départ sont d'autant plus importantes que la zone de réception est courte.

Parmi les conditions de départ figurent, notamment la hauteur de chute libre, les paramètres dynamiques et cinématiques de départ, la nature du terrain lors du premier impact (rocher sain, roche altérée, éboulis compacts, éboulis meubles, terrain meuble, présence d'eau, etc.). Ces données vont influencer les premiers rebonds de l'éboulement, l'étendue de la propagation jusqu'à sa stabilisation.

On utilise pour cela les observations du terrain, les divers documents réunis ou réalisés dans les différentes étapes de l'étude (plans, cartes, photos, etc.). Si l'étude a nécessité des plans spécifiques à grande échelle, au 1/2 000 ou 1/500 par exemple, il y a lieu de les étendre aux zones concernées par les mouvements des éboulis.

Les conditions de propagation dépendent de nombreux paramètres parmi lesquels on trouve la pente générale du versant, la régularité de son profil, les irrégularités du versant par rapport à la ligne de plus grande pente (préexistantes sur le profil ou provoquées par les thalwegs ou d'autres irrégularités), la nature et les épaisseurs du terrain de réception, ainsi que la nature du substratum pour les épaisseurs de couvertures faibles et l'existence d'aménagements anthropiques,

Les obstacles naturels ou parades vont influencer peu ou beaucoup la trajectoire des blocs ou de l'éboulement selon l'énergie développée. Ces obstacles peuvent être la couverture végétale, la présence d'éboulis constitués de gros blocs, la forêt dont la densité agit sur les mouvements de faible énergie, les contrepentes naturelles, les parades artificielles (murets, perrés, ouvrages de protection, etc.) dont l'effet peut être favorable ou non, etc.

	3 m/s	0,3 m/mn	1,5 m/j	0,5 m/m	1 à 1,5 m/an	0,3 m/an	0,3 m/an
	E.R.	T.R.	R.	M.	L.	T.L.	E.L.
Chutes, écroulements de rochers							
Avalanches de débris							
Coulées de terre de débris							
Glissement de roches							
Glissement rotationnel de roche							
Glissement rotationnel de sol							
Glissement plans de roches							
Glissement plans de sol							
Glissement de débris							

E.R : extrêmement rapide. TR : très rapide, R : rapide, M : modéré, L : Lent, TL : très lent.
EL : extrêmement lent

Tableau 7 : Vitesses des mouvements de terrain [Crozier, 1986]

7.1. La blocométrie

Le volume global de l'éboulis, le volume des blocs qui se forment lors du premier choc et des premiers rebonds, ont une influence sur l'ampleur de la propagation de l'éboulement.

La blocométrie dépend de la fragilité de la roche. En effet, elle découle de la lithologie, de la fissuration, de son ampleur, de son espacement et de sa persistance.

La trajectoire des blocs, en aérien ou en transition au sol, est liée à leurs élancements. La hauteur de vol des blocs, la dissipation d'énergie, la distance parcourue par les blocs sont des facteurs déterminants à prendre en compte lors du choix de dimensionnement des parades.

7.2. Estimation de la trajectoire

Sur la base de ces critères, l'étude de la trajectoire est effectuée, Elle est également confrontée à l'observation d'anciens mouvements pouvant avoir eu lieu dans le passé.

L'expérience de l'expert dans l'analyse des éléments du terrain est importante pour la bonne représentation du mouvement de rupture et de déplacement le long du versant.

Il est important de bien étudier :

- la nature physique du versant instable : les formations superficielles de pente, le substratum, le couvert végétal, la nature et la densité de la forêt

- la direction sur un plan de la trajectoire suivant la ligne de la plus grande pente, Il faut considérer les déviations possibles au passage des thalwegs et des autres obstacles, Par ailleurs, il est nécessaire d'intégrer l'histoire des anciennes trajectoires, les cônes d'incertitudes et tous les outils permettant de déterminer la trajectoire probable.
- les obstacles comme les contrepentes, la densité de population de la végétation, les protections déjà en place et leur efficacité vis-à-vis des volumes en jeu, les gros blocs préexistants, la solidité des obstacles au passage des éboulis
- la probabilité d'arrivée des éboulis jusqu'à l'objectif (estimation approximative allant de «très élevée» à «très faible»), indépendamment de la détermination de l'aléa de rupture défini précédemment
- l'extension limite et l'enveloppe des trajectoires, par l'examen des sites Il s'agit de reconnaître les blocs déjà tombés, d'étudier les fonds topographiques et d'autres documents de travail, ainsi que des les témoignages directs examinés bien sûr avec précaution

L'approche qualitative va permettre de préciser la nécessité d'une simulation quantitative, par exemple numérique.

7.3. Détermination des aléas résultants

L'aléa résultant est la combinaison de l'aléa de rupture et de l'étude de propagation de l'éboulis.

Les deux cas de figure extrêmes sont :

- le cas d'une zone de rupture proche de l'objectif à protéger, avec une très forte probabilité de propagation de l'éboulis jusqu'à ce dernier. Dans ce cas, l'aléa résultant est le même que celui de la rupture
- le cas d'une zone de rupture éloignée de l'objectif à protéger, avec la possibilité pour les éléments de l'éboulis de s'immobiliser avant d'atteindre celui-ci.

La réalité peut se trouver entre ces deux cas de figure extrêmes. Dans le cas des falaises déportées, une étude de l'aléa, effectuée de façon qualitative en première approche, est à finaliser par une étude de trajectographie (analytique, numérique, modélisation physique, etc.). L'étude des trajectoires permet de suivre le mouvement des blocs jusqu'à leur terme, qui peut être proche ou non de l'objectif à protéger.

La dispersion des trajectoires en plan est souvent observée. Dans le cas d'une topographie régulière, un cône de dispersion d'une ouverture de l'ordre de 15° est constaté. Dans le cas d'une rupture en talweg, cette ouverture est quasi nulle. Il est nécessaire de dimensionner en largeur des parades pour assurer la sécurité des objectifs à protéger.

La qualification de l'aléa est basée sur la probabilité d'occurrence et sur l'évaluation des dimensions des blocs formés lors des premiers impacts sur le sol.

Le choix des parades comme solution de protection repose alors sur :

- le volume et l'énergie mis en jeu lors de la rupture (association des phénomènes d'impact, de propagation et de fragmentation de l'éboulis)
- l'évaluation du paramètre «probabilité/délai» de l'occurrence de l'événement

De façon plus générale, on peut dresser un tableau récapitulatif, regroupant les divers éléments de l'analyse effectuée sur le site, comme dans le Tableau 8 :

Site	Compartment	Aléas de rupture	fragmentation	Aléa de propagation	Aléa résultant
1	C2-1	Modéré	>10 m ³	Très élevé	10 m ³
	C4-1	Elevé	5 à 10 m ³	Très élevé	
2

Tableau 8 : modèle d'évaluation de l'aléa résultant par compartiment

Les zones limites de trajectographie obtenues à partir des cartes de trajectoire, déduites des aléas de rupture, peuvent être utilisées pour déterminer la cartographie des aléas résultants.

Parades aux glissements de terrains rocheux

Les interventions sur une pente instable, qu'elle soit naturelle ou le fruit de travaux de chantier, voire en cours d'exploitation, est une gestion des risques continue, qui peut être à différents niveaux [Berthelot, Fugro] :

- Au niveau de la détection le plus en amont, en cours d'étude de faisabilité
- Au niveau d'un aléa majeur traité au stade d'avant-projet
- Au niveau d'un aléa important traité au stade du projet détaillé (adaptations ou mesures prédéfinies)
- Au niveau d'un aléa résiduel traité au stade d'exécution (faible impact sur la sécurité, le coût, le délai)

Dans le cas où l'ouvrage est conçu pour répondre à un effort brusque et limité dans le temps de la masse instable, il est appelé parade passive.

La parade peut être un ouvrage de protection érigé contre la poussée constante de la masse rocheuse; dans ce cas l'ouvrage est appelé parade active.

Les différents types de parades passives utilisées pour la gestion des risques d'instabilités de pentes rocheuses sont :

- Les merlons et digues, fosses de réception et déviateurs latéraux
- Les écrans rigides
- Les barrières fixes
- Les écrans de filets déformables
- Les grillages et filets pendus
- Les galeries de protection

Les parades actives sont :

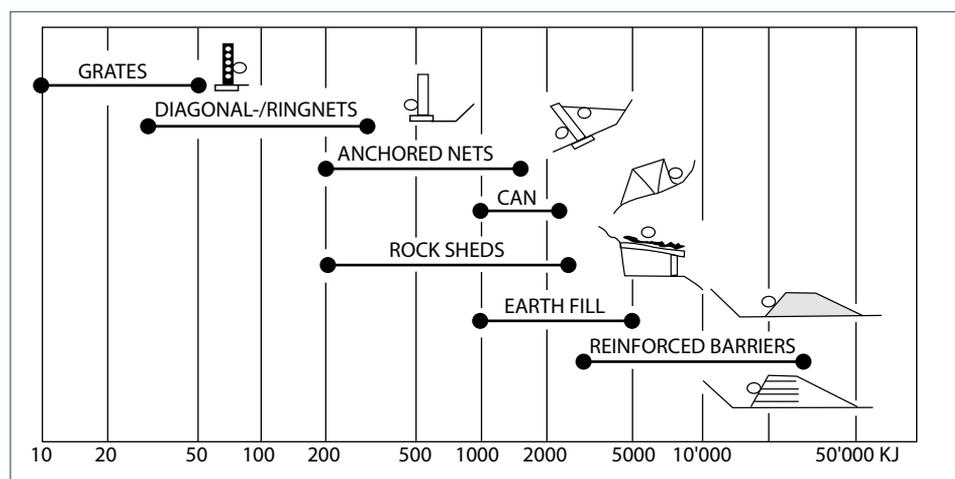
- Le soutènement
- Les ancrages
- Le béton projeté
- Les grillages et filets plaqués

Les autres solutions alternatives sont :

- La suppression de l'aléa
- Le boisement

- La végétalisation
- Le drainage de surface
- Le drainage profond

Les capacités de stopper le mouvement de l'éboulement dépend du type de parade. Descoedres et al. (1997) proposent une classification des ouvrages de protection en fonction de l'énergie qu'ils sont capables d'absorber.



▲ Figure 23 : Energies des ouvrages de protection contre les instabilités de pentes [Descoedres et al, 1997]

1. Les parades passives

Il s'agit d'ouvrages érigés sur la trajectoire des éboulis dans le but d'en arrêter la propagation vers la cible à protéger.

Les méthodes passives ont pour caractéristiques de s'opposer aux conséquences du mouvement par :

- Le déplacement de l'enjeu (évitement)
- Le guidage du mouvement (grillages, filets pendus, etc.)
- L'arrêt du mouvement (écrans, merlons, etc.)

L'implantation, la géométrie et le dimensionnement d'une parade passive (merlon, digue, fosse ou déviateur) sont dictés par une étude trajectographique détaillée. A partir des données fournies dans le cadre d'une étude du volume potentiel généré par chaque éboulement ainsi que les volumes des blocs de référence, on doit avoir au minimum les paramètres suivants :

- La localisation des points de rebonds à l'amont de l'ouvrage proposé
- Les énergies et les hauteurs de saut des blocs au niveau de l'ouvrage proposé

De plus, Il faut prêter une attention particulière aux pentes irrégulières et à la présence d’affleurements rocheux, qui peuvent donner lieu à des déviations ou des interruptions des trajectoires.

Ces données permettent d’implanter et de dimensionner précisément l’ouvrage en portant une attention particulière aux caractéristiques suivantes :

- La géométrie du merlon (sa position, son extension et sa hauteur). Il est préférable de prévoir des merlons disposés en tuiles plutôt qu’un merlon unique de grande longueur car ils facilitent l’accès au parement amont, et donc à l’entretien des ouvrages.
- Le type de merlon, de fosse, de déviateur ainsi que leur conception
- L’effet de la parade passive sur les trajectoires des blocs (en particulier le pourcentage des blocs arrêtés)
- Le couple «largeur de la fosse-pente du talus amont», compte tenu des phénomènes de rebond susceptibles de se produire sur ce dernier

L’efficacité de la solution retenue doit être confrontée :

- A une nouvelle simulation trajectographique
- A la vérification de l’effet de combinaison du merlon avec d’autres techniques (déviateurs latéraux, etc.).
- Aux conditions de guidage des blocs au niveau de la zone de départ.

Les études au niveau de l’ouvrage lui-même doivent porter sur :

- La stabilité d’ensemble du versant (y compris la possibilité de réactivation des glissements anciens)
- La stabilité interne de l’ouvrage dans des conditions statiques et dynamiques. La justification, surtout pour les merlons, doit tenir compte de la sismicité de la zone. Les essais dynamiques doivent vérifier que :
 - Les blocs ne puissent pas franchir le merlon en roulant le long du parement amont
 - Des fragments de blocs résultant de l’impact ne puissent pas traverser le merlon
 - Le merlon ne puisse pas être poinçonné
 - L’ouvrage reste stable lors de l’impact des blocs (le choc est généralement oblique sur les déviateurs)
- Les emprunts de matériaux (possibilités d’utiliser le terrain en place en tant que matériau de construction du merlon) et l’accessibilité à la zone lors de la construction
- La prise en compte des eaux de ruissellement en pied de versant : mise au point des systèmes de drainage et de collecte des eaux en amont de l’ouvrage et étude du drainage de l’ouvrage lui-même

- L'évaluation de l'influence des phénomènes tels que les avalanches ou les laves torrentielles sur l'efficacité du merlon (l'ouvrage peut-il être rempli par exemple par une avalanche, puis jouer le rôle de tremplin pour les blocs, etc.)
- La planification des travaux et l'évaluation de la faisabilité d'ouvrages de protection provisoires nécessaires à la sécurité du chantier
- Les conditions de durabilité de l'ouvrage, les coûts d'entretien et de maintenance (accessibilité aux engins de curage de la fosse notamment)

1.1. Merlons, digues et fosses

Ce sont des ouvrages de protection construits (merlons et digues) ou creusés (fosses) qui s'opposent à la propagation des éboulis. Parfois, ces ouvrages sont combinés ensemble pour une plus grande efficacité.

1.1.1. Les merlons et digues

Ce sont des ouvrages massifs en remblais surélevés, situés entre la pente instable et la zone à protéger.

L'implantation d'une digue au sens large suppose que l'on dispose physiquement d'une emprise suffisante entre l'objet à protéger et le pied du versant.

La conception de ce type d'ouvrage dépend des caractéristiques d'éboulements en cas de rupture de la pente instable.

Les merlons sont érigés lorsque l'on souhaite protéger un secteur menacé par des instabilités présentant des volumes élevés. Ce sont des protections collectives, qui peuvent également être mises en œuvre contre les avalanches de neige.

Les énergies maximales que peuvent reprendre les merlons atteignent 100'000 kJ. Certains ouvrages dépassent même les 150 000 kJ.

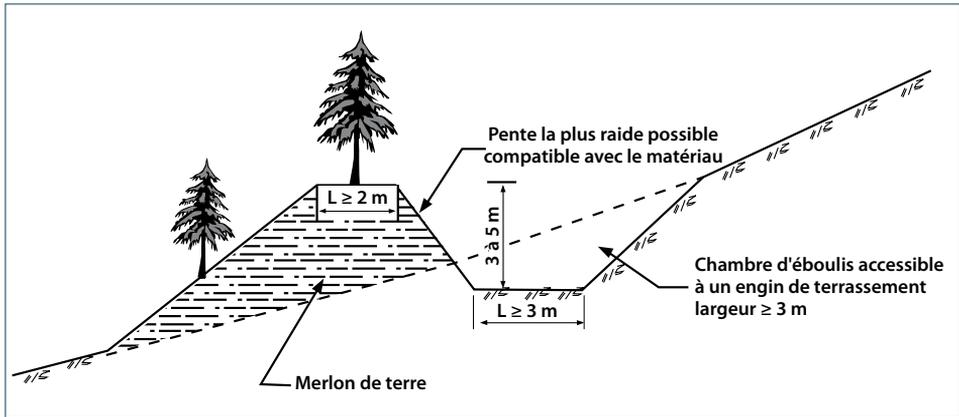
De façon plus générale, l'efficacité de ces ouvrages dépend :

- De leur maintenance (curage régulier de la fosse de réception située à l'amont).
- De la résistance aux chocs du parement amont.
- De l'existence d'une marge de sécurité en hauteur (surélévation d'un rayon du plus gros bloc attendu, par rapport à la hauteur calculée par trajectographie).

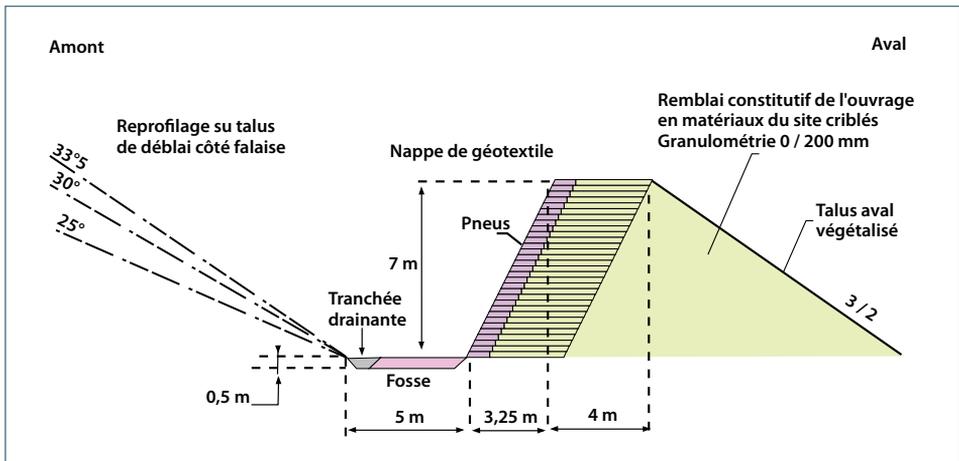
Un merlon ne peut être implanté dans une pente trop raide. Par ailleurs, il est indispensable de reprofiler le terrain en l'amont de l'ouvrage, pour éviter que des replats puissent jouer le rôle de tremplin. Dans ces cas il faut vérifier que les matériaux sont réutilisables pour la construction du remblai lui-même. Il faut également s'assurer

que des affleurements rocheux ne vont pas apparaître en surface, ce qui modifierait les données trajectographiques.

L'impact visuel renvoyé par un merlon est diminué si le parement aval est recouvert de végétation. En amont, l'aspect dépend de la nature du parement : un parement amont constitué de pneus est très visible dans un premier temps, mais l'impact visuel diminue ensuite avec la végétalisation.



▲ Figure 24 : Exemple d'implantation d'un merlon dans une pente avec reprofilage du versant amont (RiskYdrogé)



▲ Figure 25 : Exemple de profil en travers d'un merlon avec parement en Pneutex (Guide LCPC, 2001)

Le parement amont, en encochements ou en sol renforcé (bois, pneusol, pneutex, etc.) est en principe en forte pente. Pour une meilleure stabilité interne, le remblai peut être lui-même renforcé par des nappes de géotextiles ou des nappes de pneus (pneusol).

Le parement aval est en principe moins incliné, mais en cas d'emprise limitée, il peut également être plus raide. Le parement aval est souvent végétalisé.

Les merlons renforcés ont une très grande capacité d'arrêt, mais leur conception est relativement complexe, car elle nécessite :

- Une étude trajectographique
- Une étude de stabilité de l'ouvrage et de l'ensemble du système
- La transparence hydraulique
- L'étude de la capacité portante des sols supports

Il existe de nombreux types de merlons, dont les conceptions diffèrent selon l'objectif recherché, l'énergie à contenir, la forme des versants, etc. On trouve des :

- Merlons sous forme de levée de terre compactée, de forme trapézoïdale, plutôt aplatie, présentant un parement amont peu raide (35° au maximum, donc inférieur à $2H/3V$) et de hauteur maximale 5 à 6 m. Ce type de merlon est utilisé sur des versants peu raides et pour retenir des énergies peu élevées.
- Merlons en forme de levée de terre renforcée par un géotextile, une géogrille ou un grillage métallique, de forme trapézoïdale, pouvant atteindre une hauteur de 7 à 8 m. Le parement amont est de l'ordre de 60 à 70° (soit environ $2H/1V$).
- Merlons constitués d'un parement amont en gabions, donc presque vertical, avec une hauteur de 5 à 6 m. Cet ouvrage est caractérisé par une faible emprise.
- Merlons en enrochements composés de gros blocs, avec un parement amont, au minimum de 65 à 70° (soit supérieur à $5H/2V$), dont la hauteur peut atteindre une dizaine de mètres, voire davantage. L'enrochement peut être monté à sec ou maçonné avec du béton.



▲ Figure 26 : exemple du Merlon de Barjac en France (RiskYdrogé)



▲ Figure 27 : Exemple de merlon en pneutex sur la N90 en France (RiskYdrogé)



▲ **Figure 28 : merlon et filets contre les chutes de blocs, dans la Commune de LUMBIN en ISERE**

1.1.2. Les fosses de réception

Il s'agit d'ouvrages obtenus par déblais sur la trajectoire des éboulis en amont de l'objectif à protéger.

Plusieurs conceptions peuvent être imaginées, allant d'une configuration d'un fossé élargi, destiné à piéger les blocs se détachant des petits talus situés en bordure de route, à un ouvrage large et profond, creusé dans le terrain pour contenir de plus gros blocs et des volumes plus importants d'éboulis.

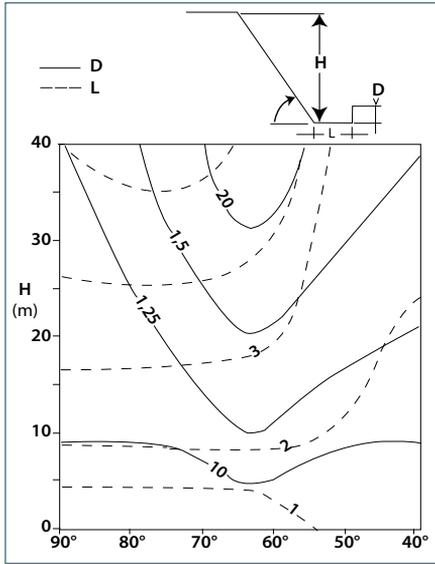
Une fosse est caractérisée par trois dimensions principales :

- La pente du talus en aval de l'excavation, qui doit être la plus raide possible, pour éviter la remontée des blocs en rotation ; elle peut être prolongée directement par le parement amont d'un merlon.
- La largeur du fond de la fosse qui dépend de la morphologie du versant et du volume des éboulis en propagation. Afin d'amortir davantage l'énergie des blocs, le fond est normalement recouvert d'une couche de matériau meuble, et varie généralement de 2 à 8 mètres.
- La profondeur de la fosse

Une fosse de réception peut arrêter, selon son dimensionnement, des éléments allant des chutes de pierres aux éboulements importants. Le dimensionnement dépend principalement de l'espace disponible en pied de versant.

La fosse est souvent couplée avec un écran ou un merlon situé immédiatement à l'aval; de façon à créer une sur-profondeur de la fosse. Des déviateurs peuvent être placés en amont pour guider les masses vers la fosse et/ou le merlon ou vers un écran rigide ou souple.

Le dimensionnement d'une fosse, utilisée seule, s'effectue à l'aide d'abaques, fournissant la largeur et la profondeur en fonction de la hauteur et de l'inclinaison du talus. En outre, une fosse doit toujours être assez large pour permettre son entretien (opération de curage).



▲ Figure 29 : Abaque pour le dimensionnement d'une fosse de réception (Whiteside, 1986)

▲ Figure 30 : Fosse de réception aménagée en pied de falaise sur la RN dans l'île de la Réunion (RiskYdrogé)

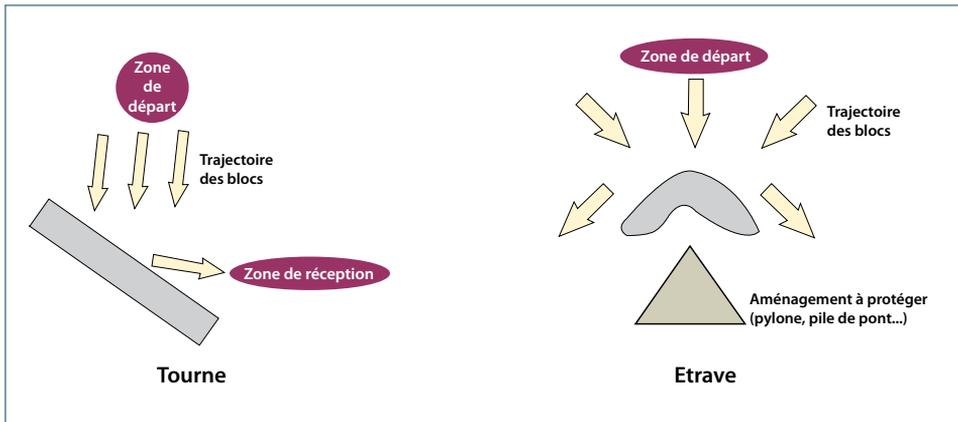
1.1.3. Les déviateurs de trajectoire

Les déviateurs sont des ouvrages dont la forme et le dimensionnement doivent être adaptés aux objectifs de déviation recherchés. L'utilisation d'un sol renforcé pour raidir le parement amont présente plusieurs avantages :

- Un plus grand amortissement de l'énergie des masses en mouvement
- Une diminution de l'emprise au sol de l'ouvrage
- Un arrêt des masses se propageant en rotation

Les matériaux de construction utilisés peuvent être :

- une levée de terre
- des gabions de pierre
- un sol renforcé
- un éperon en béton pour les petites étraves ponctuelles.



▲ **Figure 31 : déviateurs de trajectoire de type tourne et étrave (Guide LCPC, 2001)**

Les deux principaux types de déviateurs utilisés sont les tourne et les étraves.

- Le déviateur simple appelé tourne est un obstacle allongé, rectiligne ou courbe, dressé sur un versant dans la zone de propagation (utilisé couramment pour protéger des avalanches. Son orientation est fonction à la fois de la zone de départ des masses instables (nécessité d'intercepter un maximum de masses) et de la zone de réception vers laquelle on souhaite les diriger.
- Le déviateur double nommé étrave est un obstacle en forme de chevron pointé vers l'amont et placé immédiatement au-dessus de l'ouvrage ponctuel à protéger.

Des déviateurs latéraux correctement dimensionnés et positionnés sur le terrain peuvent dévier des énergies très élevées du même ordre de grandeur que celles reprise par les merlons (100 000kJ, voire plus, blocs de plusieurs m³).

1.1.4. Démarches pour la réalisation et l'entretien

L'implantation, la géométrie et le dimensionnement d'un merlon, d'une fosse et/ou d'un déviateur sont dictés par une étude trajectographique détaillée. A partir des données fournies par un géologue sur le volume potentiel de chaque éboulement ainsi que les volumes des blocs de référence, cette étude doit fournir au minimum les paramètres suivants :

- La localisation des points de rebonds à l'amont de l'ouvrage proposé ;
- Les énergies et les hauteurs de vol des blocs au niveau de l'ouvrage.

Il faut prêter une attention particulière aux pentes irrégulières et à la présence d'affleurements rocheux, qui peuvent donner lieu à des trajectoires difficilement prévisibles.

Ces données permettent d'implanter et de dimensionner précisément l'ouvrage en portant une attention particulière aux caractéristiques suivantes :

- La géométrie du merlon (sa position, son extension et sa hauteur). Il est préférable de prévoir des merlons disposés en tuiles plutôt qu'un merlon unique de grande longueur car il facilite l'accès au parement amont, et donc l'entretien des ouvrages
- Le type de merlon, de fosse, de déviateur ainsi que leur conception
- L'effet sur les trajectoires des blocs (en particulier le pourcentage des blocs arrêtés)
- Le couple «largeur de la fosse-pente du talus amont», compte tenu des phénomènes de rebond susceptibles de se produire sur ce dernier.

Les contraintes techniques de la mise en œuvre sont du ressort d'une entreprise de terrassement ou de Génie Civil. Pour une digue positive, elles varient suivant le procédé employé (remblai simple ou sol renforcé).

- Pour les fosses, la réalisation se fait sans difficulté particulière en terrain meuble. En revanche, en terrain rocheux, le brise-roche ou l'explosif peuvent s'avérer nécessaires ponctuellement. Dans les deux cas, des précautions sont à prendre pour ne pas mettre en danger la stabilité du versant. Lorsque la fosse est associée à un merlon, on doit analyser les matériaux excavés pour déterminer s'ils peuvent être réutilisés pour la levée de terre. On veille également à ce que les terrassements au niveau de la fosse respectent bien le dimensionnement prévu (largeur de la fosse et pente de son talus amont).
- Pour les digues positives, la réalisation d'un remblai simple ne pose pas de problème particulier. Une entreprise de terrassement peut l'exécuter avec une pelle mécanique ou un buteur léger.

Quelques précautions sont à envisager :

- Le parement amont doit être suffisamment raide pour éviter l'effet de tremplin
- On doit prévoir un système de collecte des eaux recueillies par l'ouvrage, ainsi qu'une protection du pied du parement amont contre l'érosion (système anti-ravinement, fascines par exemple)
- Si la zone d'emprunt comporte une couche de terre végétale, il faut la stocker et la réutiliser pour la végétalisation des parements.

La pérennité des ouvrages en terre est surtout liée à leur résistance contre l'érosion, d'où la nécessité d'un contrôle :

- Sur la levée elle-même : entretien des fascines, végétalisation des parements
- Au pied de la levée, entretien du système de collecte des eaux de ruissellement, végétalisation du versant

L'entretien est essentiel pour conserver l'efficacité d'une fosse. Il consiste à :

- Vérifier la stabilité de la levée de terre elle-même et de l'ensemble du versant
- Dégager le parement amont des blocs accumulés, particulièrement si la levée est associée à une fosse
- Curer régulièrement les matériaux accumulés pour éviter l'effet de tremplin engendré par une fosse comblée. Il convient donc de prévoir des accès à la fosse.
- s'assurer que la pente du talus aval de la fosse est toujours suffisamment raide.

Un contrôle annuel doit donc être programmé. Son objectif est de retirer les matériaux amassés ou d'améliorer le système d'évacuation des eaux pour éviter leur stagnation dans le fond de la fosse.

Les merlons ne présentent pas par eux-mêmes de sensibilité particulière au vieillissement (sauf ceux qui ont un parement en géotextile). Une visite est néanmoins recommandée pour s'assurer que des impacts de blocs ou une éventuelle instabilité du sol qui supporte l'ouvrage, ne l'ont ni endommagé ni déformé. On doit également vérifier le bon fonctionnement du système de drainage.

1.2. Les écrans rigides

Les écrans à structure légère ont une capacité inférieure à 100 kJ, alors que ceux en gabions ont une capacité de l'ordre du MJ.



▲ *Figure 32 : écran à structure souple (gauche) et rigide en gabions (à droite) [Genois, CETE]*

1.2.1. Les barrières fixes

L'objectif des barrières fixes est de guider les instabilités en mouvement et de dissiper de l'énergie par frottement.

Même si l'on peut les poser sur toutes les pentes, des ancrages de rappel reliés par les câbles verticaux sont nécessaires sur des falaises de grande hauteur.

Cette méthode de fixation comporte néanmoins des limites :

- Le grillage peut être arraché par des blocs de volume supérieur à 1 m³.
- Contrairement au filet ou aux grillages plaqués, le grillage pendu n'assure pas la stabilisation de la paroi

Les nattes non plaquées nécessitent la présence de fosses à leur aval. Si la place à disposition est insuffisante, la natte doit être plaquée au pied de la paroi au moyen de câbles. Il faut néanmoins relever que dans ce cas, les risques de formation de poches d'éboulis sont plus importants.

D'une manière générale, les possibilités de rupture de l'ensemble du dispositif doivent être réduites par l'utilisation de filets à double torsion ou de parties fusibles.

Plusieurs techniques peuvent être associées :

- La réalisation d'une fosse au pied de la paroi (si le filet n'est pas plaqué). L'efficacité de cette fosse peut au besoin être améliorée par la construction d'écrans au pied du talus.
- La purge des éléments de faible volume et l'ancrage ou le soutènement des volumes plus grands et plus instables (à faire avant la pose de la natte).

1.2.2.1. Conception

La conception doit s'appuyer sur une étude de la fracturation et de la blocométrie, effectuée par un géologue. Ces informations, liées à la configuration locale du terrain, dicteront le choix :

- Du type de natte (filet ou grillage) et de ses caractéristiques (type et taille de la maille).
- Du dimensionnement des ancrages nécessaires. Ceux-ci dépendent également du poids du filet.
- Des dispositifs de fixation complexes à envisager, comme les câbles de renvoi
- Du type d'infrastructure au pied de la natte (fosse de réception, etc.).

De même, une attention particulière doit être portée au terrain dans lequel seront fixés les ancrages.

1.2.2.2. Réalisation

La mise en place doit être réalisée par une entreprise spécialisée dans les travaux acrobatiques. Elle débute par la purge et le débroussaillage de la zone à recouvrir.

Cette opération a pour but à la fois de sécuriser le chantier et d'éliminer les blocs a priori instables qui pourraient détériorer la natte.

Il s'agit ensuite de mettre en place le câble porteur, retenu par des ancrages passifs. La natte est ensuite attachée au câble porteur, puis déroulée le long de la paroi. Le filet doit être déroulé au plat, puis accroché au câble porteur. Cette opération nécessite le plus souvent le recours à un treuil ou à un hélicoptère. Si la hauteur de la falaise dépasse 40 m, il est en général nécessaire de mettre en place des câbles verticaux fixés à des ancrages de rappel. Enfin, les infrastructures du pied du filet doivent être construites (piège à blocs, lestage ou pose d'un câble plaquant le filet à la base de la paroi).



▲ *Figure 35 : mise en place de nappes de grillage [Malascrabes, 2009]*



▲ *Figure 36 : détail d'une ligne d'amarrage d'une nappe de grillage [Malascrabes, 2009]*



▲ **Figure 37 : rouleaux de grillage [Malascrabes, 2009]**



▲ **Figure 38 : ouvrage à filets plaqués [Malascrabes, 2009]**

Les différentes phases d'un chantier comprennent :

- les travaux préparatoires (purgé, débroussaillage)
- la fourniture et la pose :
 - du grillage
 - des câbles
 - des ancrages
 - des poteaux de support

Les travaux d'entretien comprennent :

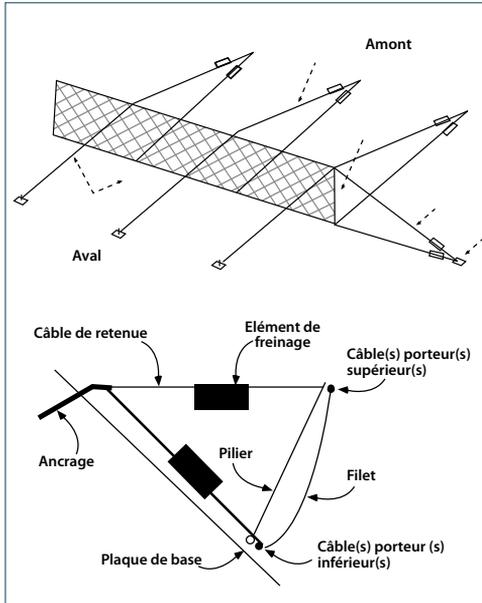
- La vidange des poches d'accumulation situées au pied du talus ou dans le talus lui-même, afin d'éviter toute mise en tension excessive du grillage. Cette opération est facilitée lorsque les câbles de rappel peuvent facilement être détendus.

- La suppression de la partie de la végétation qui empêche les inspections visuelles et qui peut créer une tension sur l'ouvrage.
- La réparation des sectionnements causés par les blocs de grand volume.

1.2.3. Les écrans de filets pare-blocs déformables

Le but de ce type d'obstacle passif est de stopper les éléments en mouvement et en dissiper l'énergie. L'énergie moyenne est au maximum de 5 MJ.

Ce sont des structures souples, constituées de un ou plusieurs modules de filets généralement métalliques, maintenus en position par des poteaux. Ils sont disposés dans la pente dans une position plus ou moins perpendiculaire à l'axe moyen des trajectoires de blocs de façon à obtenir la surface d'interception maximale. Les blocs sont ainsi progressivement freinés puis arrêtés grâce à la déformation progressive de l'ouvrage.



▲ Figure 39 : filet de protection déformable [RiskYdrogeo]



▲ Figure 40 : filet de protection déformable [Genois, CETE]

L'écran pare-blocs est constitué d'un assemblage de plusieurs modules de filets dont la nature et les dimensions sont dictées par diverses considérations, telles que la capacité d'arrêt de l'ouvrage (capacité géométrique ou capacité énergétique), les spécificités de conception industrielle, entre autres. L'écran est maintenu en position «ouverte» par des supports de type poteaux et par un système de haubanage qui assure le maintien en position de l'ouvrage. Le haubanage de maintien, ou à défaut, un dispositif analogue, assure la transmission des efforts au sol qui est supposé être un support stable.

La dissipation d'énergie est assurée par des dispositifs de freinage ou de déformation divers, qui dépendent de critères énergétiques et technologiques. Ces freins sont disposés entre le filet qui assure l'interception des blocs en mouvement et les ancrages au sol qui permettent une réaction, généralement sur le dispositif de haubanage.

La fixation au sol est assurée par des ancrages dont les caractéristiques dépendent à la fois de la nature du terrain et de l'intensité des efforts qui doivent être transmis aux fondations.



▲ **Figure 41 : écrans à filets dynamiques [ADM, 2010]**

Les écrans pare-blocs sont des ouvrages linéaires qui permettent de traiter de grandes longueurs d'itinéraires ou d'infrastructures, en interceptant des pierres et des blocs dont l'origine peut être indéterminée.

L'emprise de ce type d'ouvrage est réduite et permet une installation dans tout type de pente, y compris contre une paroi. Il nécessite toutefois un espace en aval afin de permettre au filet de se déformer librement pour dissiper l'énergie cinétique des blocs.

Utilisés essentiellement pour se protéger contre les risques rocheux, les écrans pare-blocs peuvent accessoirement être efficaces contre la propagation de laves torrentielles. Ils peuvent être utilisés, comme parade permanente ou provisoire, dans le cadre d'une protection temporaire de chantier par exemple. Toutefois leur emploi est limité dans certaines situations, à cause de leurs performances énergétiques plafonnées, d'une part, et d'autre part de leur mauvaise adaptation aux cas de chutes multiples plus ou moins simultanées (à moins de disposer de rideaux d'écrans parallèles pour les énergies maximales ou d'avoir dimensionné l'ouvrage à partir des énergies de service).

Les écrans pare-blocs sont des parades passives qui, par définition, sont destinées à intercepter des blocs en mouvement. Le dimensionnement de ce type de parade va

par conséquent s'appuyer sur une suite d'approches et d'investigations qui vont, dans un premier temps, permettre de caractériser les aléas d'éboulement et de propagation, puis, dans un second temps, de positionner et dimensionner l'ouvrage. Il s'agit de :

- l'étude structurale et géo mécanique du site, qui conduit à la localisation et à la qualification des Instabilités rocheuses. Celles-ci seront décrites en termes de probabilité de rupture et de délai d'occurrence, pour des volumes donnés (volume au départ et volume après fragmentation). On détermine ainsi le(s) bloc(s) dimensionnant(s), les blocs de référence pris en compte dans le calcul trajectographique.
- L'étude de trajectographie, effectuée sur la base de plans détaillés qui permettent la prise en compte de la morphologie fine du site. Elle va permettre de quantifier les trajectoires des blocs sous la forme de hauteurs de passage, de vitesse de déplacement et, par conséquent, en terme d'énergie à partir du ou des blocs de référence.

Le dimensionnement de la hauteur de l'écran va directement résulter de l'étude trajectographique.

Mais le dimensionnement «énergétique» de l'écran va dépendre, quant à lui, des résultats cumulés des études trajectographiques et structurales. En effet si les résultats de l'étude structurale et géomécanique permettent de définir les blocs à prendre en compte pour le calcul de l'énergie de dimensionnement, ceux de l'étude trajectographique renseignent sur les vitesses d'impact.

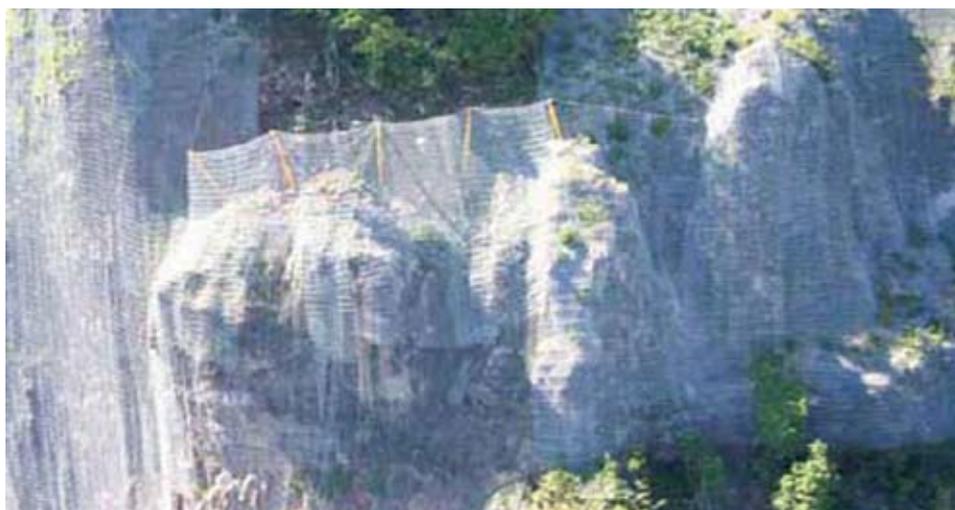
Le dimensionnement doit être complété par une étude géotechnique du site d'implantation afin de définir les possibilités et conditions de réalisation des ancrages (avec, si nécessaire, des essais préalables), au vu des efforts exercés (majorés par un coefficient de sécurité tel qu'indiqué dans la norme utilisée).

L'implantation de la parade dans le versant va tenir compte du résultat global des l'étude géotechnique et trajectographique en privilégiant les zones où les énergies cinétiques sont les plus faibles, les trajectoires compatibles avec la hauteur d'interception, l'ouvrage intégré dans l'environnement, etc.

1.2.4. Le grillage pendu sur poteaux

Le grillage pendu sur poteaux est basé sur le même principe que le filet et grillage pendus, et conçus avec un système d'écrans pare-blocs, Il a pour but d'intercepter et de rediriger les éléments provenant de l'amont (falaise , versant, etc.).

Lorsque la configuration du terrain ne permet pas de recouvrir toute la zone par un grillage, un grillage déflecteur peut être installé sur des poteaux de manière à former un entonnoir qui canaliser les pierres roulant depuis les zones supérieures.



▲ *Figure 42 : grillage pendu simple et sur poteaux [Génois, CETE]*



▲ *Figure 43 : déflecteurs à filets pendus en fonction [Malascrabes, 2009]*

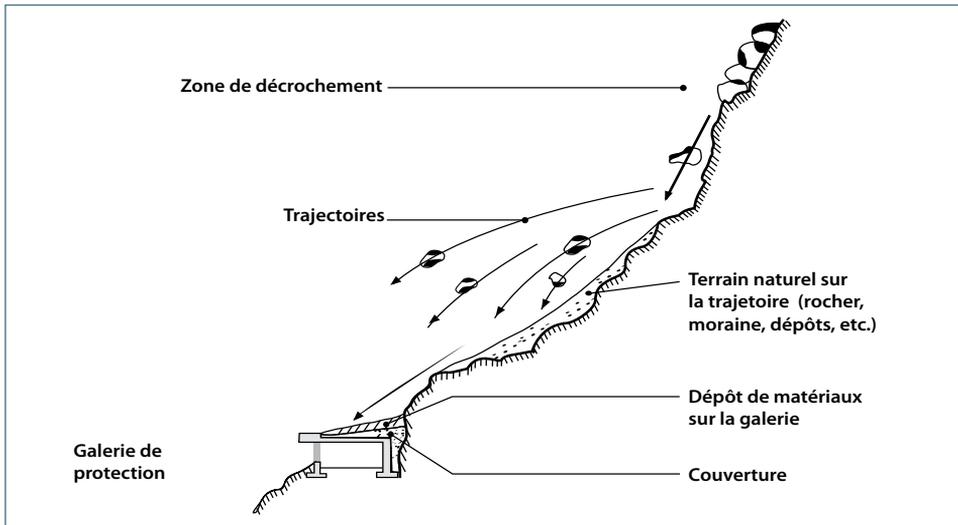


▲ *Figure 44 : Mise en place d'ouvrages déflecteurs (poteaux et haubans) [Malascrabes, 2009]*

1.3. Les galeries de protection

Ce sont des ouvrages de type déviateur en casquette ou de galerie pare-blocs par exemple, qui sont des parades contre les instabilités rocheuses comme entre autres les chutes de blocs.

1.3.1. Principe



▲ **Figure 45 : mécanisme de protection d'une galerie [RiskYdrogeo]**

Les galeries représentent une parade favorable dans les situations suivantes :

- Lorsque le tracé de la voie de circulation ne peut pas être déplacé hors des zones de danger et que l'espace avec la pente ou la falaise en amont est réduit.
- En présence d'aléas diffus et d'aléas fréquents d'intensité faible ou modérée.

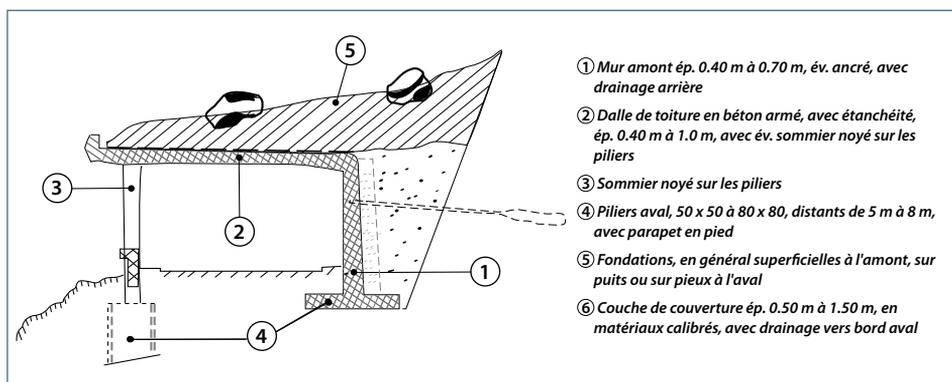
Elles se justifient particulièrement sur des voies de circulation importantes et à fort trafic. En haute montagne, elles ont un rôle combiné de protection contre les avalanches, les chutes de blocs, ou en cas d'accumulation importante régulière de neige météoritique en altitude.

Cependant, la construction de la galerie en tant que parade peut occasionner des difficultés :

- Une topographie défavorable peut rendre les fondations très coûteuses
- Les passages de ruisseaux et de torrents, sont des points difficiles
- Dans des versants meubles, la stabilité des excavations nécessaires peut s'avérer critique
- Les trajectoires sous forme de rebonds en aval des galeries peuvent menacer d'autres équipements qui seraient présents.

Les galeries de protection contre les chutes de pierres doivent reprendre les efforts dus aux impacts de différentes masses tombantes. Le fonctionnement mécanique est basé sur deux principes distincts :

- D'abord la dissipation d'énergie. Pour cela, une couche de protection supérieure doit être suffisamment compressible, afin d'augmenter les durées de mouvement et réduire les forces d'impact en provoquant des chocs mous.
- l'obtention ensuite d'un pseudo-amortissement dynamique, par une structure élasto-plastique rigide mais ayant une période propre beaucoup plus élevée que la durée d'impact.



▲ **Figure 46 : Principe d'une galerie usuelle [RiskYdrogeo]**

Les différents éléments constituant une galerie type sont donnés à la Figure 46.

La dalle peut aussi être constituée d'éléments préfabriqués ou de poutres et sommiers, mais un effet bidimensionnel est impérativement à rechercher, et les joints transversaux sont à éviter. Les matériaux de couverture, en principe des graves, doivent être le moins cohésifs possible et d'une granulométrie maximale réduite. Le document intitulé «Projet, construction et entretien des galeries de protection contre les chutes de Pierres et les Avalanches :

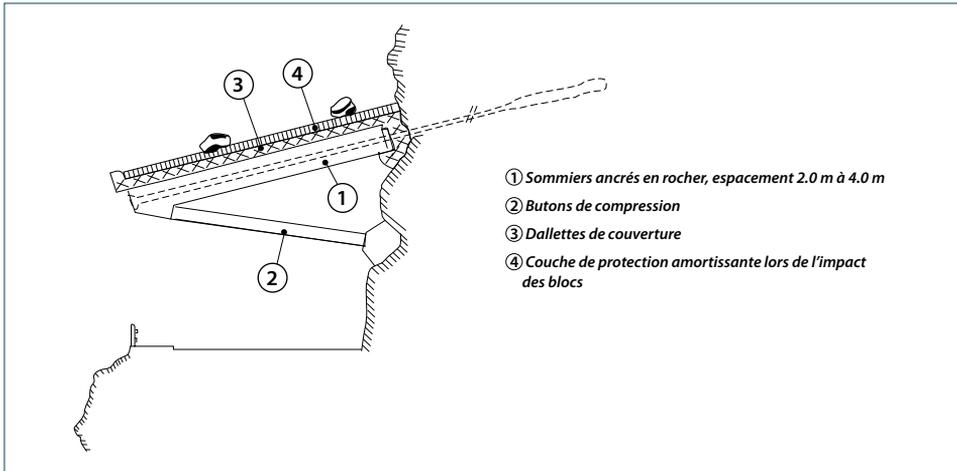


▲ **Figure 47 : galerie de protection passive [Genois, CETE]**

Documentation», édité par l'Office Fédéral des Routes, Direction des Travaux CFF en 1998, donne plus de détails sur les équipements nécessaires et leur conception.

1.3.2. Galeries en console ou casquette

Une conception différente nommée «en console» ou «en casquette» peut être utilisée en présence d'impacts d'une intensité réduite.



▲ **Figure 48 : Principe d'une galerie en console [RiskYdrogeo]**

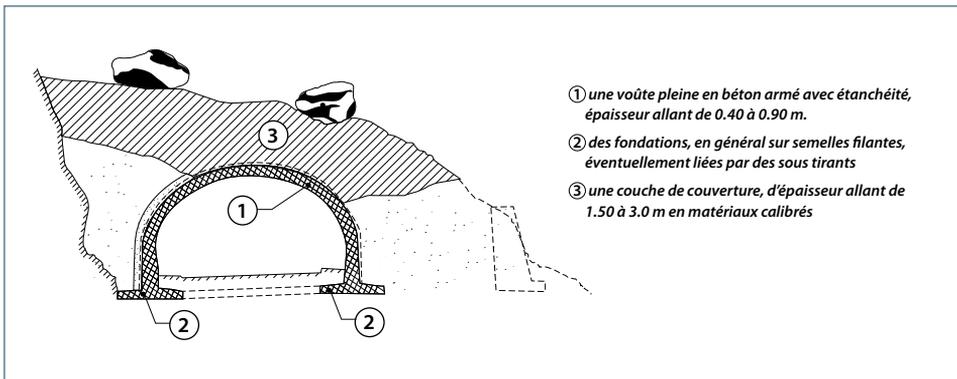
Les différents éléments constituant ce type d'ouvrage sont donnés à la Figure 48.

Les sommiers, dallettes et butons, quand ils existent, peuvent être préfabriqués en partie ou en totalité. Les sommiers sont à ancrer fortement par des tirants précontraints permanents indispensables à l'équilibre, même sous un poids-mort.

Ce système s'applique en particulier dans des falaises abruptes surplombant la voie de circulation.

1.3.3. Galeries en voûte

En prolongeant les tunnels dans les zones de portails, les structures sous forme de voûtes de protection en montagne peuvent être favorables.



▲ **Figure 49 : Principe d'une galerie en voûte exécutée en tranchée ouverte [RiskYdrogeo]**

Les éléments composant ce type d'ouvrage sont donnés à la Figure 49.

Les voûtes sont en béton armé, et peuvent en principe être exécutées sur les mêmes coffrages que le revêtement du tunnel qu'elles prolongent.

Les sous tirants sont en principe passifs et enrobés de béton.

En revanche, le remblai doit être épais afin de mobiliser la pleine capacité d'amortissement direct, car la structure sous forme de voûte n'est pas particulièrement indiquée pour résister aux charges concentrées. Il ne doit pas être trop fortement asymétrique.

Ce système est favorable lorsque des éboulements ou effondrements des parois sont à craindre. La tenue du remblai aval peut nécessiter l'ajout d'un mur de soutènement partiel, voire sur toute la hauteur. De multiples variantes peuvent être envisagées en partant de ces systèmes de base, en veillant toutefois à se conformer aux règles évoquées ci-dessus. En particulier les toitures en béton apparent ou à très faible couverture, inférieure à 50 cm, conduisent à des traces d'impacts excessifs et ne paraissent de ce fait pas appropriées.

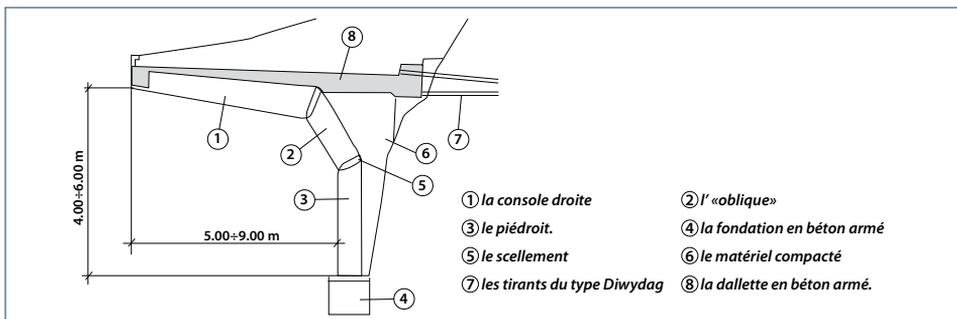


▲ Figure 50 : galerie de protection en voûte qui prolonge un tunnel [Genois, CETE]

Les éléments de couverture sont de préférence des composites compressibles artificiels. Leur conception peut être plus complexe; elle nécessite une étude géologique avec une estimation des volumes mis en jeu, une étude trajectographique afin d'optimiser l'implantation de l'ouvrage et un calcul pseudo statique ou dynamique.

1.3.4. Système de galerie breveté Tensiter

Une variante de galerie en console a été mise au point et brevetée par la société Tensiter® (www.tensiter.it) de Turin et utilisée pour la première fois, dans le cadre du projet d'aménagement de la route nationale n.45 bis «Gardesana Occidentale» (commune de Trento), endommagée et fermée au trafic suite à une importante chute de blocs, survenue en février 1999.



▲ Figure 51 : système de galerie breveté par la société Tensiter®

Cette galerie se compose de trois éléments préfabriqués en béton (Figure 51), liés entre eux par des anneaux en acier. La construction est réalisée à l'aide d'une poutre de répartition en acier qui permet de garantir :

- La mise en place des éléments préfabriqués selon les angles désirés.
- Le soutien provisoire de la structure pendant la phase d'assemblage et son parfait alignement après sa construction.

La mise en place des éléments préfabriqués est précédée :

- Du déblaiement des matériaux éboulés et du profilage du rocher en amont de la route afin de permettre la pose du piédroit.
- De la réalisation de la fondation en béton armé, sur laquelle sera posée la structure préfabriquée.
- De la réalisation des tirants horizontaux en barre du type Diwydag avec une tension de 90 T.
- De la réalisation d'une poutre de répartition en acier, ancrée aux tirants, pour l'amarrage des éléments préfabriqués.

Les travaux de finition comprennent :

- Le remplissage de l'espace entre la structure préfabriquée et la paroi rocheuse avec du matériel sablo-graveleux compacté
- Le forage d'une deuxième série de tirants pour l'ancrage définitif de la structure
- La réalisation et l'imperméabilisation de la dalle en béton armé, qui assure la liaison des tirants et des éléments préfabriqués.
- La réalisation de la couverture de protection de la dalle.

2. Les parades actives :

Les parades actives sont des moyens de confortement ou alors de suppression de l'aléa, destinés au final à empêcher le départ des blocs instables. Elles incluent les techniques de suppression, de stabilisation et de confortement, de végétalisation et de drainages des zones instables d'un massif rocheux.

Elles s'opposent ainsi au mouvement par :

- L'élimination de la masse instable (la purge)
- La diminution des efforts moteurs (le drainage)
- L'augmentation de la résistance (le confortement par exemple)

2.1. Les soutènements :

Ce sont des moyens de confortement qui constituent une parade active, avec comme objectif le maintien en place des volumes rocheux potentiellement instables et menaçants.

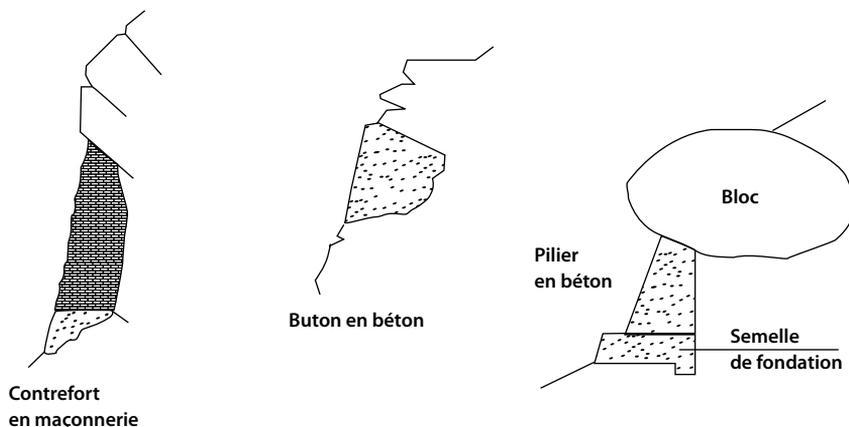
2.1.1. Structures en béton

Ces moyens de confortement peuvent être une ou différentes structure(s) en maçonnerie ou en béton, armé ou non, dans le but de lutter contre les efforts de compression qui agissent sur la masse instable.

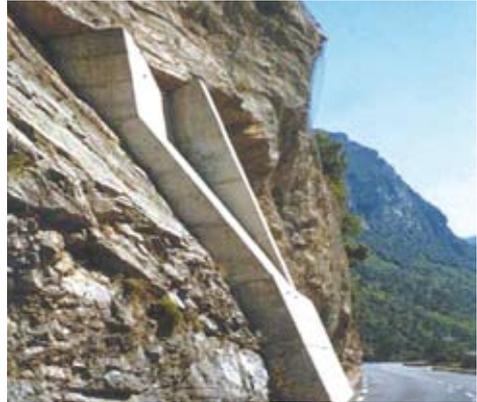
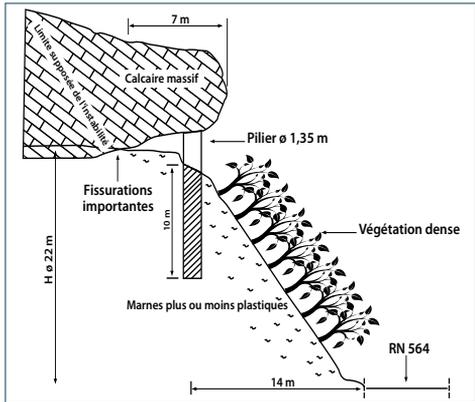
Ils peuvent être :

- Des butons en béton, généralement non ferrailés, appliqués sous les surplombs de faible hauteur.
- Des piliers en béton ou en maçonnerie, de forme parallélépipédique ou circulaire, adossés ou non au massif, utilisés pour le soutènement des blocs instables.
- Des contreforts, réalisés quand la hauteur de l'ouvrage dépasse 10 m.

Afin de garantir la stabilité de l'ouvrage, il est nécessaire de réaliser un système de drainage à l'arrière (barbacanes, colonnes de géotextile, etc.) afin de limiter ou d'empêcher l'augmentation des pressions hydrauliques et des poussées du massif. Ces systèmes de drainage doivent être entretenus (nécessité de curages réguliers).



▲ Figure 52 : exemples de soutènements actifs [RiskYdrogeo]

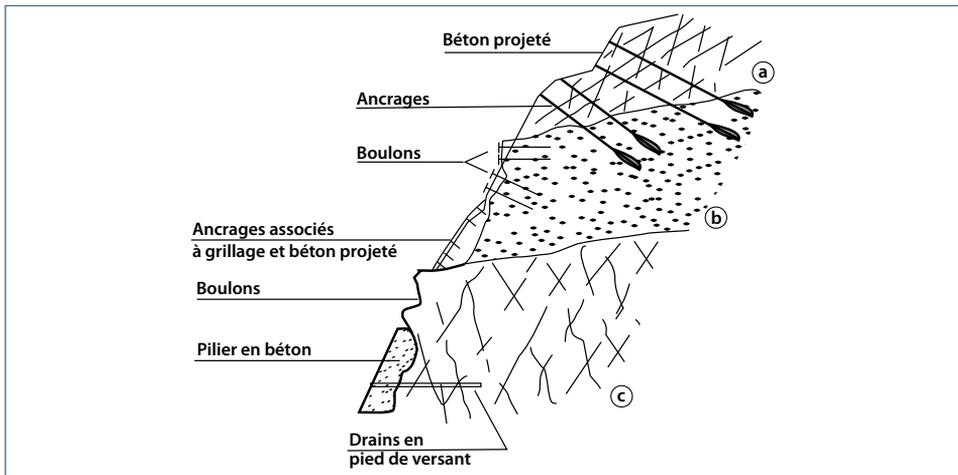


▲ Figure 53 : Exemple de stabilisation de masse rocheuse par pilier

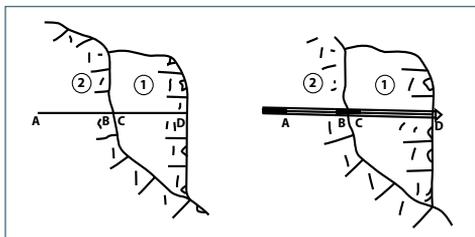
▲ Figure 54 : Exemple de soutènements par contreforts en béton armé

2.1.2. Systèmes de confortement complémentaires

D'autres techniques de soutènements peuvent être associées aux solutions de traitement global classiques, comme la pose de filets ou grillages actifs, le béton projeté, le boulonnage, les ancrages, etc.



▲ Figure 55 : Types d'interventions de confortement [RiskYdrogeo]



▲ Figure 56 : ancrages passifs (à gauche) ou actifs (au centre) avec un exemple de disposition sur site (à droite) [Genois, CETE]



▲ **Figure 57 : béton projeté et mur de protection contre l'érosion [Genois, CETE]**

Le choix de ce type de parade est conditionné par :

- Des exigences économiques, sachant que les coûts augmentent avec la hauteur et la complexité de l'ouvrage, la difficulté d'accès de la zone, etc.
- Les caractéristiques de résistance propre de chaque dispositif : les structures en béton ont un bon comportement en compression, mais résistent mal aux efforts horizontaux et nécessitent par conséquent des ancrages.
- Des contraintes d'ordre esthétique : ces ouvrages ont un fort impact visuel, Or ils doivent être intégrés à l'environnement local selon des règles architecturales étudiées, comme l'exécution d'un parement extérieur maçonné, le recouvrement par une végétation grimpante qui contribue à camoufler l'intervention, etc.

La conception d'un tel dispositif de soutènement s'appuie sur des études de configuration du massif, du point de vue géologique, structural et géomécanique. Les éléments de base à relever sont :

- La situation topographique, qui doit être préalablement définie à l'aide d'un relevé planimétrique et altimétrique.
- Le cadre géologique, à travers la définition des caractéristiques :
 - Géomorphologiques du milieu, contenant un repérage des instabilités existantes ou potentielles, ainsi qu'une estimation de leur évolution (glissement plan, dièdre, basculement)
 - Lithologiques, structurales et mécaniques du massif (résistance au cisaillement, déformabilité et perméabilité)
 - Hydrogéologiques générales du milieu, avec des indications sur les pressions hydrauliques du massif
- L'activité sismique locale, qui peut conditionner la stabilité de l'ouvrage

La mise en œuvre de ces ouvrages nécessite le recours à des entreprises spécialisées, dans le cas où les masses instables sont difficiles d'accès.

Un plan de sécurité doit être réalisé avant le début des travaux, pour protéger d'une part le personnel qui travaille dans des conditions difficiles, et d'autre part les infrastructures (routes, bâtiments, etc.) qui se trouvent à proximité de la zone d'intervention. Des ouvrages de protection provisoires doivent être donc mis en place, en cas de besoin.

La durée de vie de ces ouvrages est généralement grande, sauf dans le cas du déclenchement de nouveaux phénomènes dans leur voisinage. Une attention particulière doit être portée à la maintenance du système de drainage, qui exige d'être régulièrement contrôlé. Les barbacanes doivent être visitées et si besoin débouchées.

2.2. Les grillages et filets plaqués

Les treillis et filets plaqués, utilisés en parades actives peuvent être métalliques ou en PVC. Ce sont des nattes de filets ou de grillages fixées contre la paroi, permettant la stabilité superficielle ou locale du massif. Le placage des nattes de grillages ou de filets contre la paroi vise à prévenir et enrayer rapidement tout mouvement consécutif à une rupture. Il est effectué à l'aide de câbles et d'ancrages répartis sur le pourtour de la zone instable. Un placage efficace permet de retenir les blocs en place ou d'enrayer rapidement le mouvement lors de la rupture. Les efforts à fournir sont ainsi moins importants, puisqu'ils dépendent uniquement d'une partie du poids du bloc instable. En effet, lorsque le bloc prend de la vitesse, les efforts dépendent de l'énergie cinétique du bloc, donc de la totalité de son poids.



▲ *Figure 58 : filets PVC plaqués [RiskYdrogeo]*



▲ *Figure 59 : grillage derrière les filets plaqués [RiskYdrogeo]*

Les grillages (double torsion ou TECCO®) protègent contre les chutes de pierres dont le volume ne dépassant pas 1 m³. Les grillages à double torsion sont constitués de fils (en acier zingué ou revêtus d'un alliage Al-Zn), d'un diamètre de 2.7 à 3.0 mm, avec mailles hexagonales. Ils doivent être plaqués à la paroi. Néanmoins, le plaquage est plus souple que dans le cas des filets, car il n'y a pas de mise en tension. Les grillages

TECCO® ont une structure à simple torsion, à maille losange de 83 x 143 mm. Ils ont une résistance à la traction de 150 kN/m dans le sens longitudinal et de 60 kN/m dans le sens transversal. Les plaques de répartition des efforts des ancrages permettent de fixer le grillage très proche du terrain, en appliquant si besoin une pré sollicitation du grillage au voisinage des points d'ancrage.

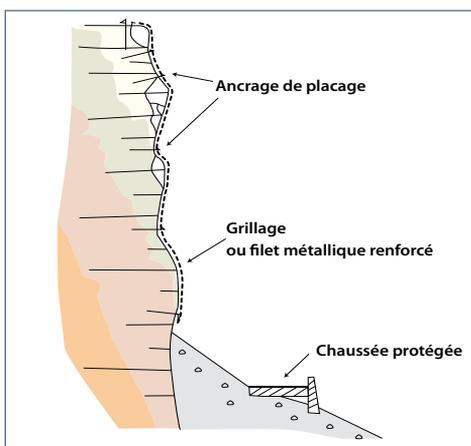
Les filets sont utilisés contre les chutes de blocs, dont le volume ne dépasse pas 5 m³. Ils sont plaqués contre la paroi au moyen d'ancrages, puis mis en tension. Des câbles et des ancrages sont ensuite ajoutés si besoin pour améliorer le plaquage. La dimension standard d'une natte de filet est de 2 à 3 m de côté. Elle est entourée d'un câble de ceinture, muni de boucles d'amarrage. Plusieurs nattes peuvent être ajoutées l'une à l'autre en ligaturant les câbles de ceinture. Les filets sont constitués de câbles de différents diamètres (classiquement standards, de 8 mm), en acier zingué ou recouvert d'un alliage Al-Zn. La maille (d'un diamètre standard de 20 x 20 ou 25 x 25 cm) peut être de forme hexagonale, losange ou circulaire.

Les câbles de ceinture permettent de stabiliser les blocs plus volumineux et les massifs. Il s'agit d'un ou de plusieurs câbles ancrés et tendus qui emmaillotent un gros bloc.

Quelle que soit la variante retenue, l'important est de tirer profit du relief. Les ancrages doivent évidemment être arrimés en zone stable. Ils sont constitués de barres d'acier scellées au rocher, de boulons à expansion ou, si le terrain d'ancrage est de type meuble, de pieux.



▲ **Figure 60 : grillage plaqué [Genois, CETE]**



▲ **Figure 61 : Schéma de stabilisation de paroi par plaquage de filets de grillage [Granier, 2010]**

La solution des filets ou des câbles permet de stabiliser localement une masse instable, souvent en saillie qui, pour des raisons diverses, ne peut pas être purgée ou stabilisée autrement. Les filets ou les grillages conviennent à de plus grandes surfaces, telles qu'un pan de rocher disloqué ou un talus d'éboulis. Quelle que soit la solution

envisagée, elle ne concerne que des volumes faibles, mais tend à remplacer d'autres techniques, comme le béton projeté. Ses avantages sont nombreux :

- coût raisonnable (hors problèmes d'accessibilité)
- mise en œuvre rapide
- structure du filet ou du grillage qui n'influe pas sur les caractéristiques hydrogéologiques du massif rocheux (contrairement au béton projeté par exemple)
- reprise de la végétation possible, ce qui limite la pollution visuelle occasionnée par la présence du filet.

L'efficacité de la parade est liée à la qualité du plaquage de la natte et de la pente du talus stabilisé. La qualité du plaquage dépend à moyen terme en grande partie de l'exécution des ancrages, qui doivent impérativement se trouver dans une zone stable.

Un tel projet nécessite une étude géologique du massif, notamment ses systèmes de fracturation et un relevé des instabilités. Cela permet de déterminer les zones à purger, ainsi que de dimensionner les nattes (type, diamètre du fil et taille de la maille) tout comme les ancrages. En règle générale, ces derniers seront distribués avec un espacement maximal de 3 m dans le rocher et de 2 m dans les zones meubles.

La mise en œuvre nécessite les services d'une entreprise spécialisée dans les travaux acrobatiques et comprend les étapes suivantes :

- des travaux préparatoires, dont la purge et le débroussaillage
- La réalisation des ancrages, avec le plaquage des têtes d'ancrage contre le rocher
- La pose des filets ou des grillages à partir du haut du versant
- L'usage d'un treuil ou d'un hélicoptère est nécessaire, selon les difficultés d'accès. Le recours à une grue permet de mettre en place entre 5 et 7 rouleaux de grillages de 25 m de long et de 3 m de large en une heure, alors que l'usage d'un hélicoptère permet la pose de 35 à 40 rouleaux.
- Dans le cas des filets, les ancrages doivent être positionnés précisément sur le pourtour de la natte. Celle-ci sera ensuite mise en tension à l'aide d'un tire-fort. Les ancrages de plaquage complémentaires seront réalisés ensuite à travers la natte.

La durée de vie de ce type de parade est estimée à plusieurs décennies, la rupture éventuelle de certains éléments (notamment par la glace) n'entraînant pas systématiquement la destruction de tout le dispositif. La maintenance consiste en une purge régulière des éléments détachés qui, en empêchant le plaquage correct du filet, réduisent ainsi son efficacité. Les ligatures et mailles défectueuses doivent être réparées dès que des dégâts sont constatés. Un contrôle périodique doit par conséquent être effectué. Outre les dégâts de la structure, une attention sera portée aux problèmes liés à la corrosion et à l'altération différentielle. Des mesures de protection adéquates, comme le gunitage localisé, sont à prendre dans des délais rapides en cas de besoin.

2.3. Suppression de l'aléa

Il s'agit d'éliminer les blocs et compartiments rocheux, ainsi que les blocs arrêtés le long de la pente. On distingue :

- La première opération, légère, dont le but est de supprimer les écailles ou blocs instables (5 m^3) identifiés comme instabilités potentielles.
- La seconde opération, plus importante, vise à supprimer de gros compartiments rocheux, allant de quelques dizaines à quelques centaines de m^3 , plus rarement supérieurs au millier de m^3 .

Dans ce cas, il s'agit presque toujours de supprimer ou de réduire l'aléa d'éboulement, certes plus rare mais plus destructeur que la chute de blocs.

2.3.1 La purge

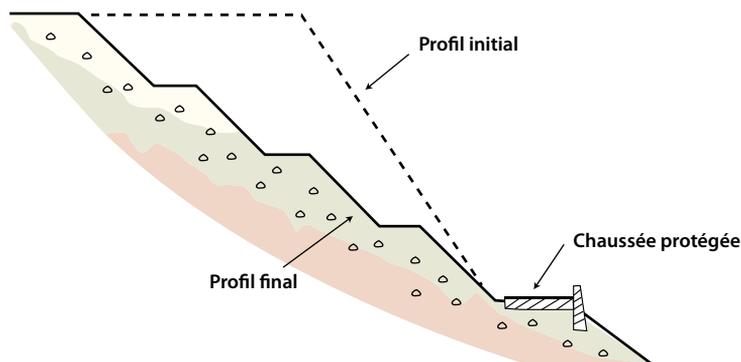
Cette opération consiste à détacher les éléments instables à l'aide d'une barre à mine ou de petites charges d'explosifs. Il s'agit soit de charges appliquées, soit de charges forées (les trous, de faible diamètre, sont en général réalisés au perforateur à air comprimé).



▲ *Figure 62 : purge d'un éboulement sur voie de circulation [Génois, CETE]*

2.3.2. Le reprofilage

Il s'agit de l'adoucissement de la pente du talus, par purge, décapage ou dérochage, dans le but de prévenir la chute de blocs instables. La pente artificielle devrait donc être inférieure au pendage aval naturel du massif rocheux.



▲ **Figure 63 : Reprofilage de la pente naturelle d'un massif instable [Granier, 2010]**

2.3.3. Le minage

Le minage concerne de plus gros compartiments rocheux où la perforation de la roche au marteau est plus profonde, afin de fragmenter la roche plus profondément. La fragmentation sert autant à limiter les dégâts à l'aval qu'à faciliter l'évacuation des débris de roche. Comme pour l'abattage en carrière ou le profilage routier à travers un massif rocheux, la roche est perforée et les charges sont disposées dans les forages, selon un plan de minage établi par un professionnel de la technique.

Le minage doit toujours être réalisé à partir d'une analyse structurale de la falaise, pour éviter les ébranlements qui pourraient déstabiliser le massif alentour et provoquer des nouvelles zones instables dans le voisinage du site.

L'utilisation d'explosifs brisants permet de réaliser de la pré- ou post-fissuration. Dans ce cas, la niche d'arrachement devient plus «saine», et limite le risque de nouveaux éboulements.

2.3.4. Choix des techniques et outillage

Outre les techniques mentionnées ci-dessus, on peut utiliser toute la panoplie des méthodes et outils servant à découper ou à briser la roche en carrière ou dans des environnements spécifiques (difficultés d'accès, milieu confiné, etc.). L'intervention est en général conditionnée par le coût et le risque qui en découlent. La procédure habituelle consiste à préférer au minage d'abord les techniques manuelles, plus simples à mettre en œuvre.

Selon les habitudes, les techniques suivantes sont utilisées : barre à mine, écarteur/vérin pneumatique ou hydraulique, éclateur hydraulique, éclateur type booster, ciment expansif, sciage au câble, etc. Pour autant que l'accès le permette (bordure de route, etc.), on mobilise de préférence des brise-roche montés sur des engins de chantier.

3. Parades alternatives

3.1. Le boisement de protection [Berger F. et Dorren L., Cemagref; RiskYdrogeo]

Le boisement peut être un moyen de protection contre les éboulements de pentes. La forêt peut en effet maîtriser partiellement ou totalement les conséquences des divers aléas en retenant des blocs en mouvement, en luttant contre l'érosion et les glissements superficiels. Un peuplement forestier a des modes d'actions qui diffèrent en fonction du type d'instabilité, de sa localisation par rapport à l'aire prospectée, de l'échelle d'analyse (échelle de l'arbre, du versant, du bassin versant) des essences présentes (diamètre, âge, etc.) et de l'organisation spatiale des arbres. Même si la forêt ne peut pas tout éviter, elle agit au moins en freinant l'amorce du mouvement et en ralentissant l'effet des divers types d'aléas.

Le boisement est un système de protection avec une capacité mécanique limitée et une probabilité de choc faible qui dépend de la densité du peuplement. De plus, la pérennité n'est pas assurée car la forêt est en permanence menacée par les risques d'incendie et de sécheresse.

Les zones instables doivent comprendre à la fois la notion de priorité en fonction de la nature des enjeux et menaces, ainsi que la notion d'urgence en fonction du degré de stabilité des peuplements. Il est par conséquent important, pour le gestionnaire forestier, de pouvoir recenser les zones instables (zone de départ, zone d'écoulement, zone d'arrivée) L'objectif est d'adapter la forêt de façon à maintenir, voire améliorer sa fonction de protection.

Ce type de protection passive a pour but de :

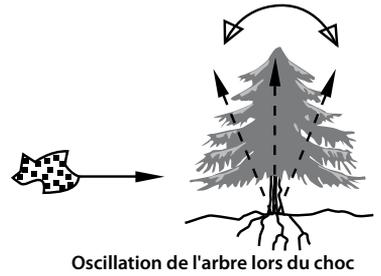
- réduire la hauteur de passage
- augmenter le nombre d'impacts au sol
- réduire l'énergie cinétique des blocs au cours de leur trajectoire, voire leur arrêt.
- retenir les blocs situés dans le versant boisé.

Le boisement a pour objectif de faire pousser, dans la zone de propagation des blocs, un grand nombre d'arbres avec des dimensions suffisantes. Les blocs au cours de leur mouvement rencontrent des arbres; une partie de leur énergie est ainsi dissipée lors de la rupture des fibres au niveau du tronc, lors du cisaillement des racines et de l'oscillation du tronc.

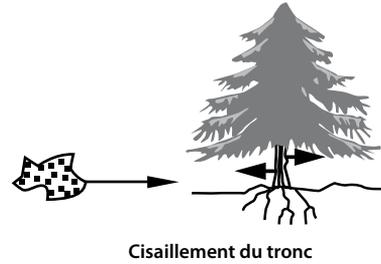
Ces chocs occasionnent une décélération des blocs, avec une diminution de la distance d'arrêt et une diminution des hauteurs de rebonds. Ainsi, les arbres de faibles dimensions, présents dans un peuplement peuvent arrêter les blocs qui ont été ralentis par les plus gros : c'est l'effet «bourrage».

Le boisement participe de l'aménagement et/ou de l'entretien d'une forêt existante, par la plantation d'une nouvelle essence d'arbre sur la zone réceptrice de l'éboulis. La forêt doit donc se trouver dans les zones de transit et d'arrêt des éboulis. Elle peut être :

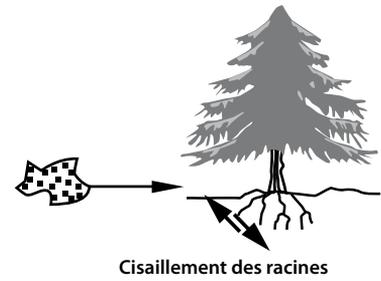
- dense quand la surface terrière (surface cumulée des sections des troncs à 1,30 m de hauteur, exprimée en m^2/ha) est élevée. La valeur minimale préconisée est de $25 m^2/ha$ d'arbres de diamètre de 20 cm au minimum. Comme la présence d'arbres de fort diamètre limite celle d'arbres de faible diamètre, la présence de gros arbres peut être ainsi un frein au renouvellement du peuplement et donc à sa stabilité
- stable avec un branchage développé. Le rapport entre la hauteur totale sur le diamètre à 1,30 m est inférieur à 65. La couronne doit être symétrique et le peuplement hétérogène (essence, âge, diamètre), pour favoriser le renouvellement et la conservation dans le temps du rôle protecteur de la forêt.
- avec une majorité d'espèces feuillues qui, à diamètre égal, sont plus résistantes que les essences résineuses



Oscillation de l'arbre lors du choc



Cisaillement du tronc



Cisaillement des racines

▲ Figure 64 : modes de dissipation de l'énergie d'un bloc par un arbre [RiskYdrogeo, Cemagref]

- le plus proche possible de la zone de départ des blocs, et doit s'étaler dans la zone de roulement, le long du parcours, jusqu'à l'arrêt.
- une épaisseur de bande boisée suffisante, de l'ordre de 250 m pour des blocs proches du m^3 . Le boisement est efficace contre :
 - des chutes fréquentes et diffuses de pierres (quelques dm^3),
 - des chutes ponctuelles de blocs d'un volume inférieur à $5 m^3$. L'efficacité dépend bien sûr de l'épaisseur de l'écran forestier.



▲ Figure 65 : Bloc de $0,4 m^3$ arrêté par une cèpée de hêtres [RiskYdrogeo]



▲ **Figure 66 : Bloc de 1 m³ arrêté par un épicéa de diamètre 50 cm [RiskYdrogeo]**



▲ **Figure 67 : Bloc de 5 m³ arrêté par un épicéa de diamètre 60 cm [RiskYdrogeo]**

L'effet du boisement est d'autant plus efficace que la pente est faible (inférieure à 35° environ).

L'efficacité du boisement est fonction du potentiel d'impact du bloc avec un arbre et de la capacité de dissipation d'énergie de chacun des arbres constituant l'écran.

La protection est illusoire contre :

- des éboulements en masse et en grande masse
- des blocs très énergétiques (plusieurs mètres cubes, tombant d'une falaise haute) : exemple à Barjac (Lozère), où un bloc de 25 m³ avec une vitesse de l'ordre de 25 m/s a ouvert une tranchée sur 300 m de forêt en étêtant les arbres à 3-4 m de hauteur (Figure 68).

Il faut noter cependant que :

- Dans le cas d'une plantation, l'efficacité est assurée seulement à long terme (plusieurs dizaines d'années selon les essences). La solution de boisement est envisageable pour combler des vides en forêt, et/ou en complément d'ouvrages de protection installés dans un premier temps ou éventuellement pour leur substitution à plus long terme.
- Pour les arbres situés dans la zone de départ, l'effet recherché peut devenir défavorable à cause des racines qui ont tendance à déchausser les blocs en s'insinuant dans les discontinuités du massif (effet de levier)



▲ **Figure 68 : tranchée laissée dans la forêt par des gros blocs très énergétiques [RiskYdrogeo]**

- Le boisement améliore la stabilité de la pente d'éboulis située au pied des falaises
- La protection peut disparaître en cas d'incendie; le risque peut même être amplifié du fait des blocs stabilisés du versant, susceptibles de se remettre en mouvement à cause de l'érosion qui devient plus active, de la suppression du support des troncs, etc.

3.2. La végétalisation :

Ce type de parade est bien adapté aux talus formés de pierres et de blocs dans une matrice meuble, des alluvions à blocs, des moraines, des éboulis rocheux, des terrains pouvant conduire à des altérations en boule (terrains de couverture de certains grès ou granites).

Le but ultime de la végétalisation est de maintenir en place les éléments rocheux potentiellement instables. Pour cela, on procède à l'établissement ou la reconstitution d'un couvert végétal herbacé ou arbustif, sur un talus formé de pierres et de blocs enchâssés dans une matrice meuble.



▲ **Figure 69 : altération granitique en boules sous végétation (naturelle)**

Cette protection active a pour but de limiter l'érosion superficielle (liée au gel-dégel et aux eaux de ruissellement) de la matrice meuble des talus, responsable du déchaussement de pierres ou de petits blocs lors de fortes précipitations. La végétalisation constitue ainsi un moyen complémentaire utile en matière de lutte contre le ravinement.

Le principe consiste à réaliser un couvert végétal sur une pente mise à nu par l'érosion ou par des travaux de terrassement. Par son emprise au sol, par développement des racines et du couvert aérien, la végétation fixe le talus et limite ainsi le départ de pierres.



▲ **Figure 70 : Talus revégétalisé et protégé par un grillage. [Cemagref]**

La végétalisation peut être réalisée par la technique d'engazonnement (semis d'espèces herbacées) ou d'embroussaillage (plantation ou bouturage d'espèces ligneuses arbustives).

Pour protéger les sols des facteurs érosifs, limiter le déchaussement des pierres, maintenir en place le semis et éviter l'arrachement des jeunes pousses les premières années, des protections peuvent être envisagées, telles que :

- Un grillage plaqué sur le talus en fonction des risques et délais de départ d'éléments ; les ancrages, en tête de talus et dans la pente peuvent être des fers à béton ou des barres d'acier
- Des panneaux tridimensionnels, en acier ou en bois, convenablement ancrés dans la pente et remplis d'un substrat adapté (généralement du gravier et de la terre végétale) ; cette technique est plutôt réservée aux talus à pente forte
- Des géotextiles biodégradables (toile de jute ou de coco) ou géosynthétiques (notamment alvéolaires).

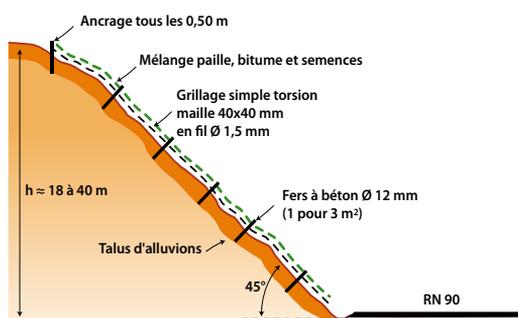
En cas d'engazonnement, pour assurer à la jeune végétation de meilleures chances de prise, les semis sont en général associés à différents produits d'accompagnement, dont :

- un fixateur et un conditionneur
- de la matière organique, comme la terre végétale, le mulch (de la paille) ou l'amendement (du compost)
- de la matière minérale que sont les engrais

La végétalisation est efficace pour la stabilisation générale des talus, grâce à la fixation de la matrice meuble qui permet de limiter les départs de pierres; Elle favorise aussi l'intégration dans le paysage des ouvrages de génie civil tels les tranchées, les terrassements routiers, les merlons, etc.

Une végétalisation adéquate implique :

- une bonne prise contre les départs de pierres de petite dimension (de l'ordre du décimètre cube), sur des talus n'excédant pas une pente de 45°
- un développement précoce qui empêche le déclenchement du phénomène d'érosion
- un suivi de son évolution pendant les premières années.



▲ Figure 71 : schéma de technique de semis sur grillage (RN 90 près d'Aime en Savoie). [Cemagref]



▲ Figure 72 : Géotextile (toile de jute) posé avant revégétalisation. [Cemagref]

Les limites du procédé résident dans :

- le délai : l'action de protection réelle n'est pas toujours immédiate
- la pente : la prise de la végétation est difficile au-delà de 40-50°
- la présence nécessaire d'un minimum de terre végétale (même s'il est possible d'en rajouter)
- les conditions de site :
 - L'altitude, au-delà de 2000 m, pose problème à la technique de végétalisation
 - L'exposition joue un grand rôle : ensoleillement, humidité, température, pluviosité
- l'agressivité du site : des chutes de blocs fréquentes venues d'une zone supérieure peuvent détruire le dispositif avant que la végétation ne soit suffisamment implantée
- l'existence d'un mouvement d'ensemble : la végétalisation protège seulement contre l'érosion et les glissements superficiels. Un glissement profond ne peut être freiné par ce type de parade

L'aspect esthétique d'un talus est largement amélioré par la végétalisation, sous certaines conditions, comme :

- l'utilisation des espèces locales
- le mélange des espèces pour donner un aspect naturel
- Le fait de ne pas aligner les rangées d'arbustes
- Etc.

Le grillage ou les banquettes sont en général cachés au bout de quelques années.

Lors des deux ou trois premières années, le suivi augmente considérablement les chances de réussite de la végétalisation. Cela consiste à :

- fertiliser, réaliser des semis et/ou des plantations complémentaires dans les zones clairsemées,
- contrôler et entretenir des mailles et des ancrages du grillage
- réparer des banquettes endommagées
- etc.

Si la végétation refuse de pousser malgré tout, il convient d'essayer de planter de nouvelles espèces, ou de changer de types de parade si les caractéristiques pédologiques du terrain s'avèrent vraiment trop pauvres.

Passé ce délai de 2 ou 3 ans, la végétalisation s'entretient par elle-même, s'enrichit et se stabilise (stabilité assurée sans l'aide du grillage), La maintenance devient donc inutile.

Il faut veiller à traiter toute nouvelle forme d'érosion dans la zone traitée et à son amont immédiat.

Au bout de 10 à 20 ans, la corrosion du grillage peut conduire à son remplacement; Ceci n'a d'intérêt que si la végétation ne s'est pas suffisamment développée pour rendre le grillage obsolète.

3.3. Le drainage des eaux

Il s'agit d'un ensemble de dispositions qui devraient être systématiquement associées aux techniques de confortement retenues pour un massif instable.

Le but est de lutter contre le lessivage, le ravinement, l'érosion superficielle, le ruissellement, les Infiltrations dans le massif, l'éclatement de la roche sous l'effet du gel, la détérioration de dispositifs tels que les grillages pendus à cause d'une surcharge de glace, les pressions interstitielles et la formation de chandelles de glace En effet, ces chandelles de glace peuvent être extrêmement dangereuses pour les usagers si elles tombent de falaises qui longent (ou surplombent) des voies de circulation.

3.3.1. Le drainage de surface

Le but de ce type de drainage est de :

- collecter les arrivées d'eaux superficielles le plus tôt possible :
 - à l'amont en crête de massif
 - le long de la pente en la canalisant vers des exutoires accessibles
 - au niveau des exutoires à la surface du massif
- Diriger et évacuer les eaux collectées en dehors de la zone instable.

Les dispositions techniques sont :

- En crête de talus, ou même plus en amont :
 - De récupérer les eaux superficielles dans des tranchées perpendiculaires à la pente, creusées sur 30 à 50 cm de profondeur, avec une pente régulière pour éviter les stagnations d'eau. Les tranchées peuvent être :
 - pavées d'argile ou bétonnées
 - composées de chenaux préfabriqués (plastiques, métalliques, béton...)
 - équipées de matériaux filtrants et drainants (géotextiles).

- De boucher les fissures ouvertes pour éviter les infiltrations. On doit alors utiliser un matériau étanche mais «Souple» (argile, membrane plastique). L'eau doit, si elle a pu s'infiltrer, pouvoir ressortir (sinon il y a un risque de mise sous pression !) ; il ne faut donc jamais boucher par du béton.
- Au sein du versant :
 - pour des talus en terrain meuble, ou en roche tendre ou altérée : réaliser dans une tranchée, des drains dans le sens de la pente :
 - peu profonds (50-100 cm), surtout pour prévenir l'effet du gel,
 - plus profonds pour mettre hors de l'eau des surfaces de glissement potentielles
 - Le long de la paroi : réaliser un système permettant de capter les eaux dès leur exutoire, et les canaliser par :
 - des rigoles en béton, faiblement inclinées, coulées sur le rocher en utilisant les reliefs favorables (vires, fissures, etc.)
 - des gouttières en PVC, avec le moins de raccords possibles, fixées en paroi par des moyens adaptés (supports, ancrages, etc.).



▲ **Figure 73 : Evacuation des eaux superficielles le long d'une paroi rocheuse (RN 205 à Servoz, Haute-Savoie)**

L'efficacité est variable selon les conditions :

- hydrogéologiques : ruissellement individualisé en amont, émergences ponctuelles ou linéaires en paroi, etc.
- topographiques : possibilité ou non d'acheminer par gravité les eaux captées hors du secteur sensible
- climatiques : possibilité d'endommagement ou d'obstruction du dispositif par le gel ou la neige

En cas de succès, l'assèchement, au moins partiel, du rocher de surface réduit considérablement les dégradations superficielles et peut repousser l'avènement de la rupture.

L'efficacité dépend aussi de l'entretien des systèmes de drainage : une rigole bouchée, une gouttière percée, déboîtée, provoque une concentration des eaux dans le terrain et aggrave les effets de l'eau sur le massif instable.

Le travail de reconnaissance hydraulique et des exutoires est basé sur l'observation du site (arrivée et cheminement de l'eau, topographie, etc.), avec une partie des visites effectuée de préférence en saison pluvieuse.

Il faut laisser une distance suffisante entre les fissures de tête et le dispositif drainant amont (distance égale à 3 m minimum) afin de limiter les risques de destruction du système drainant en cas de régression du phénomène.

Pour réaliser les tranchées sur la crête, l'utilisation d'une pelle en terrain meuble est indiquée, sous réserves de la libération d'une voie d'accès. En terrain rocheux, un brise-roche peut être nécessaire.

Pour les gouttières, il est judicieux d'utiliser des matériaux qui ne sont sensibles ni à la corrosion, ni au gel.

Ce type de travaux pose des problèmes fréquents d'accès à la paroi. Il faut donc faire appel à une entreprise spécialisée en travaux acrobatiques de grande hauteur.

La pérennité de l'installation dépend essentiellement de l'entretien. Il faut garder à l'esprit qu'il est important :

- de curer régulièrement les rigoles pour éviter la formation de goulots et barrages (notamment après des épisodes de pluviométrie intense),
- de surveiller les systèmes collecteurs et de réparer d'urgence en cas de fuite (tuyaux percés, bouchés, éléments déboîtés, etc.),
- d'effectuer un contrôle systématique après les périodes de gel

L'entretien se heurte aux mêmes problèmes d'accès que la mise en œuvre.

3.3.2. Le drainage profond

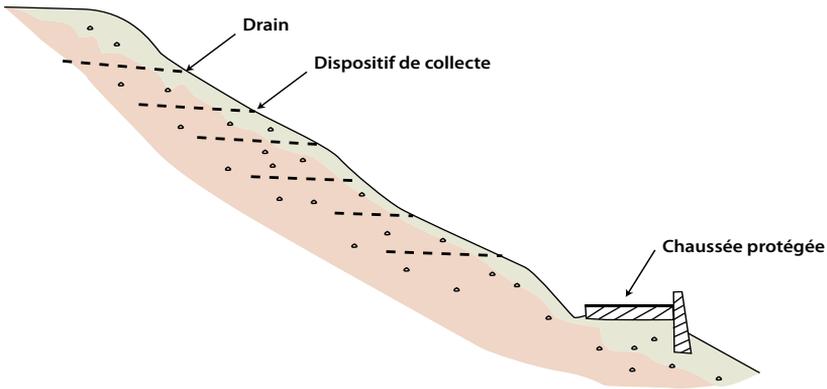
Le but du drainage profond est de limiter les pressions interstitielles et les écoulements préférentiels souterrains. Le contrôle et la diminution des pressions d'eau concernent aussi bien l'intérieur du massif rocheux que les terrains de fondation. L'abaissement du niveau de la nappe permet de favoriser la stabilité des blocs et des ouvrages de confortement.

Le principe consiste à capter et à réduire la quantité d'eau à l'intérieur d'un massif rocheux ou d'un terrain meuble en favorisant l'écoulement gravitaire à l'aide de

réseaux de drains subhorizontaux ou d'ouvrages de grande extension et/ou de grand diamètre (drains ou puits verticaux, galeries drainantes, etc.).

3.3.2.1. Drains subhorizontaux

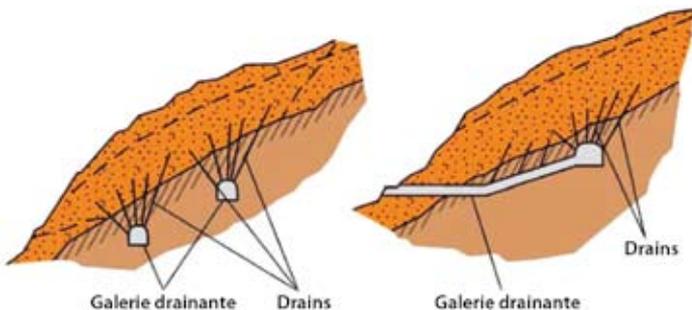
Les drains subhorizontaux sont formés généralement de tubes en PVC crépinés, d'un diamètre allant de 44 à 118 mm, introduits dans des forages de diamètre approprié et inclinés de 5 à 10°, afin d'assurer l'écoulement gravitaire et l'autocurage. Les drains sont généralement revêtus de nappes géotextiles pour éviter l'engorgement ou le colmatage par les particules fines. Les profondeurs maximales accessibles sont de l'ordre de 50 à 60 m.



▲ Figure 74 : drainage subhorizontal profond [Granier, 2010]

3.3.2.2. Galeries drainantes

Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (hauteur variant de 1.80 à 2.00 m, largeur de 1 à 2 m) mais suffisantes pour permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages. La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet intercepte ce niveau. Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Les galeries drainantes peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériel drainant



▲ Figure 75 : Galerie drainante [RiskYdrogeo]

Les galeries drainantes sont couramment associées aux drains subhorizontaux et aux puits. Elles sont utilisées dans les interventions de confortement et de stabilisation des pentes en mouvement, dans le cas de conditions hydrogéologiques particulières (présence de zones de failles ou d'intense fracturation, contact entre le substratum rocheux et les dépôts de couverture, etc.). Afin de garantir la stabilité des ouvrages importants, ces situations requièrent toutes un abaissement du niveau de la nappe. Les tranchées drainantes sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de la nappe. L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

Les galeries drainantes ont l'avantage :

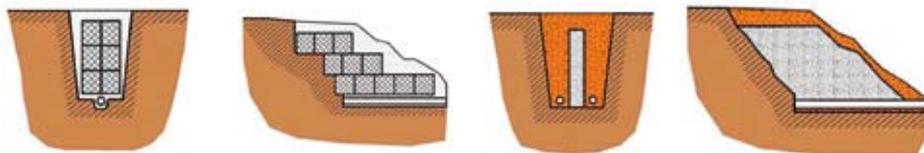
- D'abaisser considérablement le niveau de la nappe à l'intérieur des éboulements en utilisant exclusivement l'écoulement gravitaire. Il est néanmoins parfois nécessaire de vidanger les drains par pompage.
- D'être réalisées entièrement dans le terrain stable situé au-dessous de la masse en mouvement. Elles ne la traversent donc pas et n'ont pas de risque d'être endommagées.
- De permettre la multiplication des éléments de drainage sans toucher la surface du sol.
- De limiter la pollution visuelle.

Cependant, les galeries sont des ouvrages très coûteux. Elles sont généralement mises en œuvre seulement dans le cas d'infrastructures ou d'agglomérations menacées par des éboulements de grandes dimensions. Dans des conditions particulières, les galeries peuvent en outre provoquer une modification des conditions hydrogéologiques (variations du débit des puits d'eau potable, appauvrissement ou tarissement des sources situées à proximité de la zone d'influence des puits) ou de stabilité (phénomènes de subsidence) dans la zone d'intervention.

3.3.2.3. Éperons drainants

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1 m), mais pouvant atteindre une profondeur supérieure à 7 m, qui comportent une cunette bétonnée surmontée par un système de drainage de section variable et par une structure porteuse perméable. Les éperons drainants sont disposés selon la ligne de plus grande pente, avec une distance entre eux qui dépend à la fois de la hauteur de l'éperon, de la longueur du drainage et de la profondeur de la surface de glissement. La structure porteuse de l'éperon peut être constituée par :

- un mur en pierres sèches, disposées en couches inclinées d'environ 30° vers le terrain avec un niveau de graviers et de sable entourant le tube drainant
- un écran de gabions revêtu d'une couche de sable ou protégé par un géotextile
- une cloison centrale en béton séparant des parties latérales en matériel drainant sablo graveleux, protégée ou non par un géotextile



▲ **Figure 76 : Types d'éperons drainants [RiskYdrogeo]**

Les éperons drainants sont utilisés dans les interventions de confortement des pentes en mouvement qui, à cause de la profondeur du plan de glissement, des caractéristiques lithologiques ou de l'inclinaison du terrain, nécessitent l'association d'une action résistante par rapport aux poussées des terrains en mouvement à l'action drainante elle-même. Un système auto-consolidant peut ainsi être réalisé sans faire appel à d'autres ouvrages de soutènement.

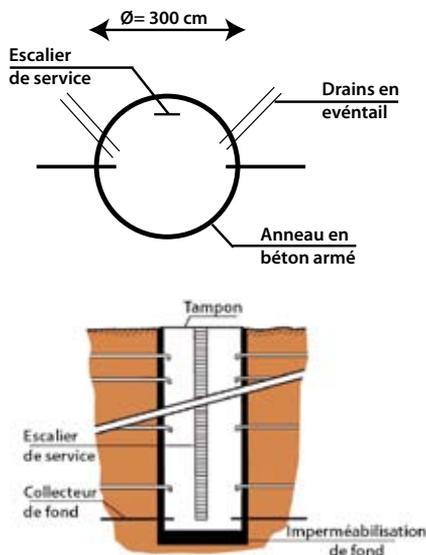
3.3.2.4. Puits drainants

Les puits drainants sont constitués d'une structure verticale en béton, armé ou non, et d'une couronne extérieure de drains forés subhorizontaux. Les puits drainants peuvent servir pour le drainage des nappes phréatiques à des fins de stabilisation ou pour l'alimentation en eau potable. Ils peuvent également avoir une fonction de soutènement dans les interventions de confortement et de stabilisation des pentes en mouvement.

Les puits drainants sont utilisés dans des zones où :

- Les lignes d'écoulement des eaux souterraines ne sont pas connues avec suffisamment de précision
- Les terrains, hétérogènes, sont constitués par une alternance d'horizons, de perméabilités différentes se traduisant par des conditions hydrogéologiques complexes

Les puits drainants peuvent être particulièrement inesthétiques selon leur méthode de construction. Dans des conditions hydrogéologiques particulières, ils sont susceptibles en outre de modifier les écoulements de surface ou souterrains.



▲ **Figure 77 : puits drainant [RiskYdrogeo]**



▲ **Figure 78 : Puits drainant en réalisation à l'endroit de l'éboulement du Belvédère de Gimillian, vallée d'Aoste [RiskYdrogeo]**

3.3.2.5. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements. Elles ont une profondeur de 4 à 6 m et une largeur d'environ un mètre (0.80 à 1.20 m). Dans le cas des versants peu inclinés (5 à 10°), le fond de l'excavation peut avoir une pente uniforme. Pour les pentes plus élevées ou pour des tranchées très longues, un terrassement doit être réalisé. Le fond de la tranchée est constitué par un exutoire en béton, sur lequel on dispose un tube en PVC, en béton ou en métal. Le tube est recouvert par un corps drainant, qui peut être constitué par :

- Des graviers et des sables lavés, contenant peu de particules fines (<3% en poids) recouverts par une couche de terrain végétal d'environ 50 cm d'épaisseur.
- Une couche de graviers lavés d'une épaisseur de 5 à 20 mm, complètement enveloppée dans un géotextile mis en contact avec le terrain à drainer. Le remplissage de la tranchée est ensuite complété par une couche de sable, puis par du terrain végétal

Les tranchées drainantes, de même que les éperons et les parois drainantes sont utilisées dans les interventions de confortement des glissements rotationnels et/ou des glissements peu profonds. De par leur méthode de réalisation, ces tranchées ont un impact esthétique et paysager limité. Cependant, leur mise en œuvre peut provoquer des effets négatifs sur le régime des écoulements souterrains et des aquifères concernés, s'ils ont été réalisés sans une étude et une surveillance appropriées. La pollution visuelle occasionnée par les éperons drainants est importante mais elle peut néanmoins être partiellement réduite par la végétation qui tend à masquer les ouvrages. En outre, leurs coûts de réalisation sont élevés.

Par rapport aux drainages de surface, les tranchées drainantes ont un impact important sur l'environnement (en particulier sur le régime des eaux souterraines). L'intégration de ce système de drainage dans le paysage est généralement bonne, dans la mesure où la couche de remplissage superficielle peut être constituée par du terrain végétal ou des pierres.

3.3.2.6. Parois drainantes

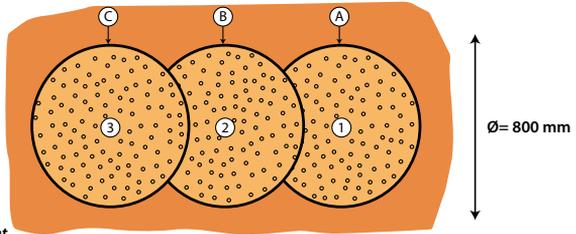
Le principe est identique à celui des tranchées drainantes. Cependant, les profondeurs accessibles sont supérieures à 30 m, pour une largeur de 60 à 120 cm. En fonction du type de soutènement adopté et du mode d'excavation, les parois drainantes peuvent être :

- A poteaux : elles sont utilisées pour des sols qui peuvent être excavés sans soutènement. Un coffrage est ensuite introduit dans l'excavation, puis rempli avec du matériel drainant

- A panneaux : dans des terrains mous qui nécessitent un soutènement, l'excavation est réalisée avec de la bentonite. Le coffrage est ensuite introduit, puis rempli avec du matériel drainant. L'excavation peut au besoin être réalisée à l'intérieur d'un coffrage rectangulaire enfoncé progressivement dans le terrain, à l'aide d'un jet d'eau à haute pression. Le matériel peut ensuite être extrait à l'air comprimé

Schéma constructif d'une paroi drainante :

- 1) excavation du pieux 1
- 2) mise en oeuvre du tube A
- 3) remplissage du pieux 1 avec matériel drainant
- 4) excavation du pieux 2
- 5) mise en oeuvre du tube B
- 6) remplissage du pieux 2 avec matériel drainant
- 7) excavation du tube A
- 8) excavation du pieux 3
- 9) mise en oeuvre du tube C
- 10) remplissage du pieux 3 avec matériel drainant



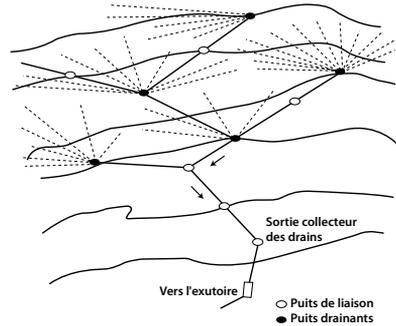
▲ Figure 79 : paroi drainante [RiskYdrogeo]

Les parois drainantes ont un impact important sur l'environnement, de par leur mode de construction (vibrations et bruits désagréables) et du fait de l'introduction d'un mélange de ciment dans le sous-sol (risques de pollution de la nappe).

3.3.2.7. Association drains subhorizontaux et des puits drainants

Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés :

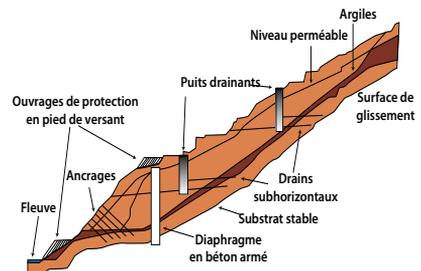
- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels des roches tendres. Ils sont alors placés au niveau des zones d'arrachement
- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée



▲ Figure 80 : Association de drains subhorizontaux avec les puits drainants [RiskYdrogeo].

Le dimensionnement, le nombre, la disposition et la profondeur des drains subhorizontaux doivent en outre être réalisés à partir d'une étude géologique et hydrogéologique de terrain.

Les drains subhorizontaux sont couramment associés à des puits verticaux de grand diamètre ou à des galeries drainantes. Ils sont alors disposés en éventail sur un ou plusieurs niveaux, ou parallèlement entre eux.



▲ Figure 81 : Aménagement d'une pente avec techniques de confortement et drainages profonds [RiskYdrogeo]



▲ **Figure 82 : systèmes de drains associés à un soutènement par ancrages [Genois, CETE]**

L'évaluation de l'efficacité d'un système de drainage est très souvent difficile. Il est par conséquent nécessaire de prévoir la réalisation d'un réseau de piézomètres en même temps que le système de drainage lui-même. Les relevés piézométriques périodiques effectués permettront d'évaluer les variations de la nappe, et de vérifier le bon fonctionnement du système de drainage, pour éventuellement l'améliorer.

Le projet d'une galerie drainante requiert une étude préliminaire visant à définir l'évolution de l'éboulement. Les zones de drainage préférentielles doivent être mises en évidence pour positionner et dimensionner la galerie drainante et le réseau de drains subhorizontaux.

La pérennité de ces ouvrages dépend essentiellement de la nature du massif rocheux ou du terrain dans lequel ils sont réalisés. En particulier, dans les massifs calcaires, les drains peuvent se colmater rapidement à cause du dépôt de calcite.

L'entretien concerne principalement les drains subhorizontaux, qui doivent être nettoyés régulièrement avec des jets à haute pression d'eau ou d'air, et remplacés lorsqu'ils sont hors d'usage. De plus, l'exutoire et les collecteurs qui peuvent être endommagés doivent régulièrement être nettoyés et curés.

Cas du déblai D15 de l'autoroute Marrakech–Agadir (Maroc)

1. Situation du projet et historique des désordres

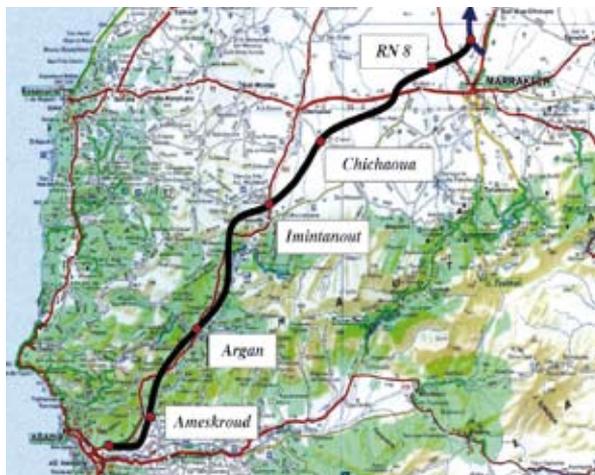
Le déblai D15 fait partie du tronçon autoroutier Imintanoute – Argana, de l'autoroute Marrakech – Agadir.

Cette autoroute, d'une longueur de 233 km, se développe dans un contexte géologique difficile, avec un relief accidenté, entraînant des déblais et remblais de grandes hauteurs. L'excavation des déblais lors des travaux a fait apparaître des désordres et des instabilités des talus, dont le plus important est celui du déblai D15.

1.1. Situation du projet

Le déblai D15 est situé entre le PK 32+460 et le PK 34+560 de la section autoroutière Imintanoute – Argana, qui traverse le haut Atlas occidental.

Il s'agit de l'un des points les plus difficiles du projet de l'autoroute Marrakech-Agadir, avec un volume à excaver de l'ordre de 2 500 000 m³ et une hauteur de 120 m.



▲ Figure 83 : Tracé autoroutier incluant le déblai D15 [ADM]

Le déblai se développe sur 1 km de longueur environ, atteignant une hauteur maximale proche de 110 m. Le déblai a été conçu dans le projet sous forme d'alternance de bermes de 5 m de largeur tous les 10 m de hauteur, avec une pente de talus d'excavation de 1H/2V.

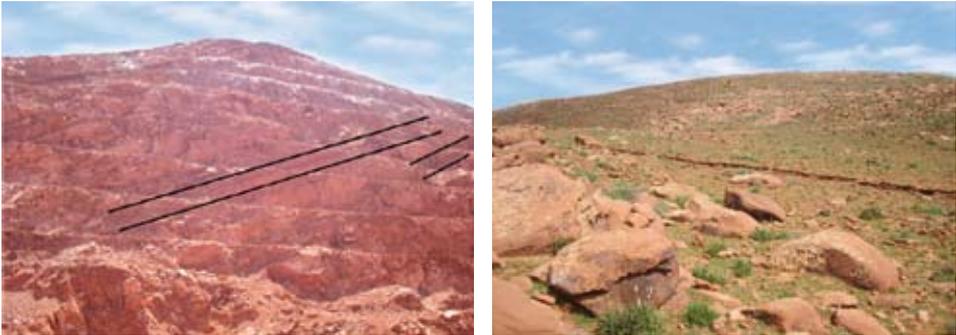


Figure 84 : Situation du déblai D15 sur le tracé autoroutier [Photo ADM] ►

1.2. Historique des désordres

Fin 2009, pendant les travaux de terrassement selon le schéma du projet initial, des petits éboulements se sont produits au niveau des bermes.

Vers la mi-mars 2010, d'importantes fissures ont été détectées aussi bien sur le talus et les bermes (en suivant les plans de stratification), que derrière la ligne de couronnement du déblai.



▲ **Figure 85 : Déblai D15 - Glissement nord (mars 2010) [Photos ADM]**

Finalement, entre le 21 et le 22 mars 2010, s'est produite une rupture de la partie sud du déblai D15. Les deux replats supérieurs ont cédé et entraîné le matériau colluvial qui couvrait le versant. Cette rupture a provoqué l'empiètement de la masse instable sur le tracé d'origine. Il a donc fallu repenser le tracé et le transférer quelques mètres vers l'ouest, afin d'éviter la masse instable.



▲ **Figure 86 : Déblai D15 - ligne de glissement dont la fissure traverse le replat (mars 2010) [Photos ADM]**



▲ **Figure 87 : Déblai D15 - Glissement sud (mars 2010) [Photos ADM]**

Le 19 avril 2010, la société ADM a entrepris les travaux de stabilisation du déblai D15, sur la partie sud (qui a souffert du glissement de matériau colluvial suite au déchaussement provoqué par la rupture des replats supérieurs), et sur la partie nord (qui présente une grande fissure sur le talus d'excavation, derrière la ligne de couronnement du déblai).

L'étude de confortement considère de ce fait qu'il y a deux zones d'instabilités distinctes : le glissement Sud et le glissement Nord.

2. Données à l'endroit du site

2.1. Accélération sismique de projet

Au début du mois de Juin 2010, l'accélération nominale maximale sismique du projet est arrêtée à la valeur de 0.18g, par l'Institut Scientifique de Rabat.

2.2. Géologie locale du déblai D15

2.2.1. Généralités

Les terrains de cette zone se distinguent de ceux du reste des déblais du tronçon de l'autoroute Marrakech-Agadir, surtout par la fracturation et les plans de cisaillement qui les affectent, du fait de leur âge plus ancien (Trias). Ces discontinuités favorisent les instabilités des versants, surtout quand les hauteurs des talus sont importantes, comme c'est le cas du Déblai D15.

La zone de ce déblai est située dans les gorges de l'oued Amzri, en l'aval d'une plaine où l'oued passe d'une pente faible, de moins de 2% à une pente forte de plus de 10%. Le déblai se situe au pied du versant gauche de ces gorges, au voisinage de ce tronçon d'oued à forte pente. Cet espace restreint est également occupé par la route nationale et les lignes électriques HT.

Dans son état naturel, le versant est masqué la plupart du temps par une couverture d'éboulis, constitués de blocs métriques de grès. La constitution silto-gréseuse du substratum a été reconnue plus tard, au stade du projet d'exécution, par une campagne de reconnaissances, utilisant des sondages carottés.

Les sondages ont bien précisé la constitution lithologique et l'épaisseur des bancs, Mais les variations des pendages, les orientations des discontinuités et leur fréquence, ainsi que les zones de broyages, n'ont été clairement identifiées qu'à l'ouverture des fouilles, du déblai D15.

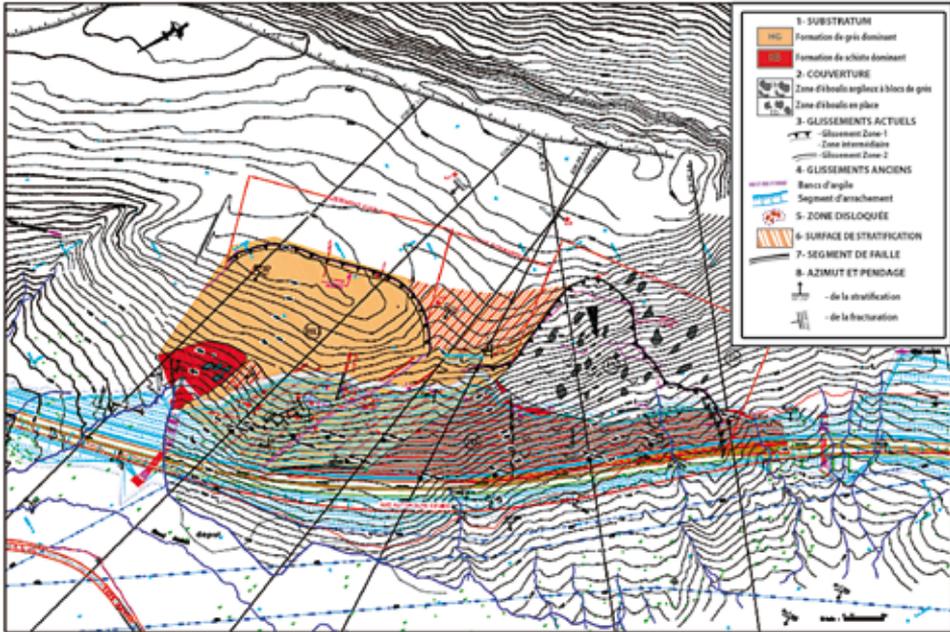
Compte tenu des grandes hauteurs des talus, de plus de 100 m, l'existence du plan de faiblesse mécanique (qui coïncide avec un des plans de discontinuité du massif) a favorisé l'amorce d'un glissement rocheux sur la zone Nord du déblai (en direction de Marrakech), avec un volume mobilisé de l'ordre du million de m³.

Un autre glissement, se chiffrant à près de 15 000 m³, a été déclenché sur la zone Sud du déblai (coté Agadir), en mettant en mouvement surtout des matériaux meubles.

Le reste des instabilités observées correspond à des détachements de dièdres métriques, voire des écroulements de zones de risbermes situées en terrain disloqué.

2.2.2. Analyse des structures

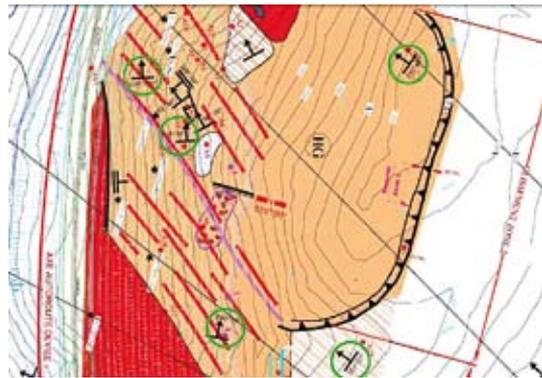
La Figure suivante présente les relevés des structures consignés dans le plan géologique.



▲ Figure 88 : Structures géologiques du site du déblai D15 [ADM]

La série sédimentaire du Trias, qui compose les talus du déblai, est constituée d'une alternance de couches détritiques de granulométrie variable, conformément aux informations tirées des sondages de reconnaissances. Pour simplifier, on peut retenir les 3 unités suivantes :

- Les grès grossiers GT, en bancs d'épaisseurs décimétriques à métriques, voire plurimétriques, résistants mais fracturés. La fracturation y est plutôt lâche, d'espacement métrique en général



▲ Figure 89 : Détail du plan donnant la structure géologique du site du déblai D15 [ADM]

- Les siltstones ST, roches à grain fin, silteux, relativement sensibles à l'altération
- Les argilites AT, avec un faciès se différenciant des siltstones par une proportion plus importante de la fraction très fine des argilites

A plus faible échelle, on distingue deux grands horizons lithologiques :

- Zone Nord (Côté de Marrakech) c'est un horizon gréseux (HG) qui apparaît. Il est constitué d'une alternance des 3 faciès GT, ST, et AT. C'est le faciès gréseux qui prédomine, formant les trois quarts de la masse de cet horizon (estimation faite sur la coupe du sondage). Les couches argilitiques sont peu fréquentes et minces. Elles sont le siège de cisaillements tectoniques anciens. Le glissement rocheux amorcé (**zone 1**) semble être bien guidé par un joint d'argilite de ce type, qui se situe dans l'alignement de la limite du glissement rocheux.
- Zone Sud (Côté d'Agadir), c'est un horizon fin qui domine, avec une alternance des faciès ST et AT. La partie altérée de cet horizon se situe sur quelques mètres d'épaisseur, à partir du toit du substratum. La couverture quaternaire est formée par des éboulis argileux composés de gros blocs de grès. Après la réalisation des fouilles du déblai D15 dans cette zone, le glissement observé dans cette partie (**zone 2**) a affecté les terrains de couverture et la frange supérieure altérée des siltstones.



▲ Figure 90 : Série gréseuse fracturée du massif constitutif du déblai D15 [photo ADM]



▲ Figure 91 : Série argileuse du massif constitutif du déblai D15 [photo ADM]



▲ **Figure 92 : plans de stratification de la série gréseuse de la zone nord du déblai D15 [photo ADM]**

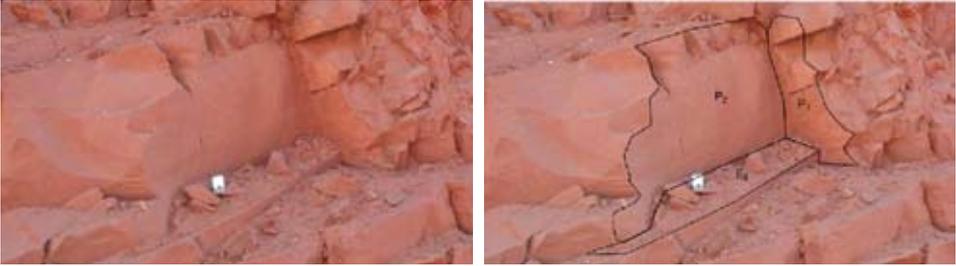


▲ **Figure 93 : discontinuités du massif constitutif au sud du déblai D15 [photo ADM]**

La zone se caractérise par trois principales familles de discontinuités, au sein de la structure du massif rocheux, qui sont à l'origine des instabilités locales du massif à grande échelle.

- La famille E0 correspond à la stratification du massif ; orientée Nord-Ouest avec des pendages compris entre 20 et 30 degrés. Le plan caractéristique considéré est défini par son azimut et son pendage ($350^\circ, 25^\circ$)
- La famille P1 correspond à des discontinuités orientées également Nord-Ouest, avec un pendage subvertical. Le plan caractéristique est défini par le couple de valeurs ($320^\circ, 85^\circ$)

- La famille P2 correspond à des discontinuités orientées au Sud-Ouest, avec un pendage subvertical. Le plan caractéristique est défini par le couple de valeurs (250°, 75).



▲ **Figure 94 : Plans des 3 familles de fissuration du massif constitutif du déblai D15**



▲ **Figure 95 : Détail de fracturation sur le déblai nord (20-mars-10).**

L'analyse minéralogique montre que les argilites intercalées entre les bancs de grès contiennent du quartz et de l'illite dans des proportions minéralogiques prédominantes, ce qui leur confère de faibles valeurs de résistance de cisaillement et une contrainte de gonflement élevée. Il est donc primordial d'éviter l'entrée d'eau vers ces matériaux argileux, afin d'éviter un gonflement et la chute de leur résistance mécanique.

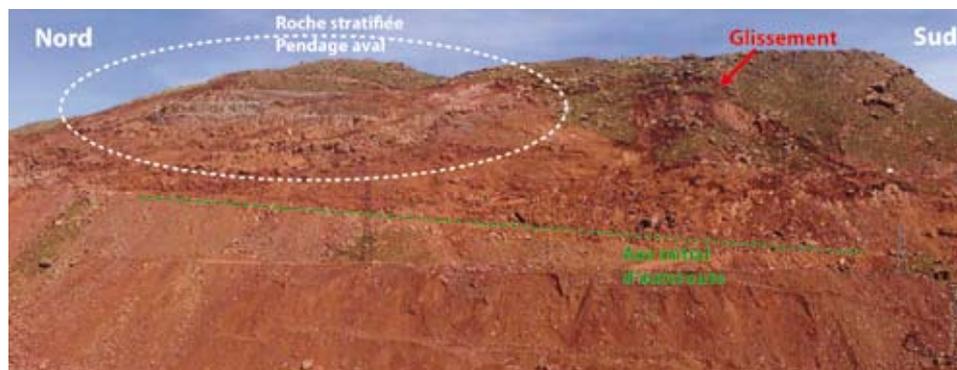
Les caractéristiques d'identification et mécaniques prises en compte dans les calculs de stabilité sont données dans le Tableau 9 :

Terrain ou discontinuité	densité	Cohésion [kPa]	Angle de frottement [°]
Plan de discontinuité	2,6	20	23
Colluvions	1,9	10	29
Sol d'éboulis	2,0	05	28

Tableau 9 : caractéristiques d'identification et mécaniques des terrains du déblai D15

3. Description des glissements et des instabilités de peau

L'historique des désordres est rappelé dans le paragraphe 1.2., Les désordres sont situés dans la zone 1, située au Nord, en direction de Marrakech, et dans la zone 2, située à l'opposé, au Sud, en direction d'Agadir.



▲ Figure 96 : État du déblai D15 le 23 mars 2010 [photo ADM]

3.1. Glissement de la zone 1 (Nord, en direction de Marrakech)

Au sommet du versant, la limite du glissement est bien circonscrite. Elle est formée d'une bande large de 5 m, effondrée sur une profondeur atteignant 0,5 m. Cette rupture est continue sur la crête sur 250m.

Plus bas au sein du massif gréseux, il n'existe pas de ligne de rupture aussi nette et continue que celle observée sur la crête. Les déformations sont plutôt diffuses, se dissipant à travers des ruptures localisées (distension de fractures locales, desserrement du rocher à fracture dense, réactivation de déformation suivant les joints stratigraphiques argileux). Le joint cisaillé le plus persistant semble marquer la limite de la masse glissée. C'est un joint situé au sein de la série gréseuse, à environ 20 m au-dessus du toit de cet horizon.

L'appréciation du volume concerné par ce premier glissement a été faite grâce à l'exploitation du relevé géologique du fond de fouilles des talus et de coupes passant par les sondages. Les volumes du rocher ainsi mobilisé (ou pratiquement en équilibre limite) est de 1,2 millions de m³.

Pour fixer les idées sur les volumes à décaper en fonction de la profondeur, les estimations suivantes ont été établies à partir de l'interprétation des relevés géologiques (Tableau 10) :

Cote NGM	Profondeur en m	Volume estimé du paquet déstabilisé en m ³
1340	20	22 100
1320	40	519 100
1300	60	822 200
1280	80	1 035 600
1260	100	1 155 400
1250	120	1 179 200

Tableau 10 : estimation des volumes à décaper en fonction de la profondeur

3.2. Glissement de la zone 2 (Sud, en direction d'Agadir)

Ce glissement a mobilisé :

- le manteau des éboulis en dehors de l'emprise des fouilles
- les talus des fouilles, composées des éboulis argileux à gros blocs de grès ainsi que la frange supérieure du substratum, notamment les premiers mètres de terrain altéré et meuble.

Le glissement déclenché est manifestement de type circulaire, limité éventuellement par le plan de rupture sur le toit du substratum sain formé par les siltstones.

La profondeur des terrains glissés varie de 5 et 10 m d'épaisseur. Un traitement spécifique de ces talus est nécessaire pour éviter la poursuite des glissements à partir du pied du talus dans les siltstones.

Le glissement mobilise un volume de près de 15 000 m³, composé essentiellement de matériaux meubles.

3.3. Eroulement de peau en zone intermédiaire

Il s'agit :

- Des détachements des blocs des massifs gréseux ébranlés par les explosifs. Les blocs détachés correspondent aux dièdres de dimension métrique, délimités par des discontinuités verticales. Les cas typiques de ces détachements ont été décelés à partir de risbermes supérieures, côté nord, du déblai D15. D'autres cas correspondent à des détachements de lamelles rocheuses, délimitées par des plans de discontinuités subverticales et parallèles aux surfaces des talus. L'abattage peu soigné, en l'absence de lignes de prédécoupage tirées au préalable en suivant la surface des talus, ainsi que le manque d'ancrage dans les zones desserrées des fouilles, accentuent l'ouverture des fissures et le détachement des dièdres.
- A ces instabilités de dièdres s'ajoutent les éroulements de zones chaotiques rencontrées en partie supérieure des fouilles côté nord. Les essais de stabilisation

par les grillages ancrés n'ont pas réussi. En effet, ces instabilités superficielles demandent aussi un traitement adéquat pour éviter les chutes de blocs dans le temps et l'érosion progressive des talus.

3.4. Effet accélérant de l'eau

Le déblai est constitué en son sommet d'un replat qui permet en cas de pluviométrie, de recueillir les eaux qui ne peuvent que s'infiltrer dans la masse en direction des couches plus profondes. Avec l'apparition de fissures nouvelles et de crevasses dues au mouvement d'ensemble, l'écoulement souterrain est grandement facilité. La rupture est rendue possible, par l'affaiblissement des paramètres mécaniques le long du plan de glissement et aussi par l'apparition de pressions interstitielles agissant comme forces déstabilisatrices sur la zone en équilibre limite.



▲ *Figure 97: Couronnement de la montagne sur laquelle est effectué le déblai D15 (mars-10) [photo ADM]*



▲ *Figure 98 : Accumulation des eaux de pluie au niveau du couronnement de la montagne sur laquelle est effectué le déblai D15 (mars-10) [photo ADM]*



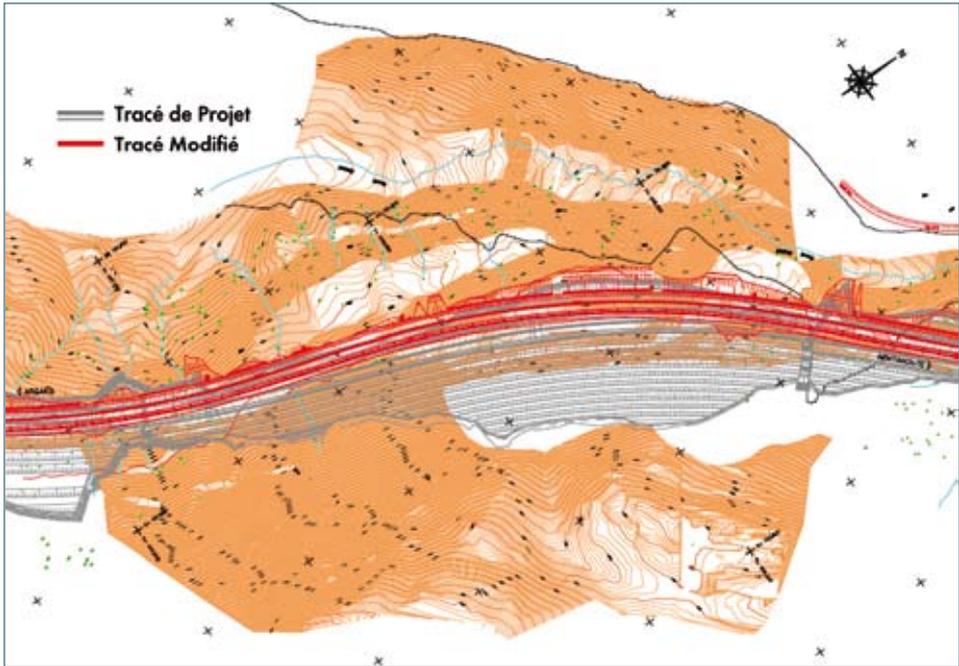
▲ *Figure 99 : apparition d'eau au pied du déblai D15 vers son extrémité nord (avril-2010) [photo ADM]*

4. Travaux de reconnaissances et de suivi

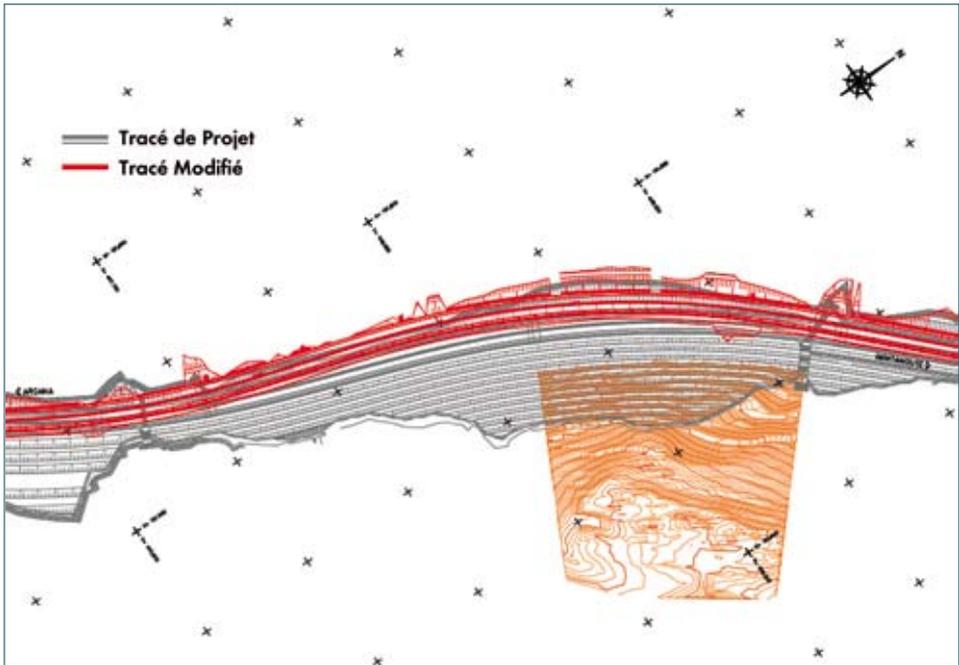
Des reconnaissances complémentaires ont été effectuées pour élaborer une solution de stabilisation du déblai D15. Afin de mieux suivre l'évolution des mouvements de terrain, un programme d'auscultation a été mis en place.

4.1. Topographie

L'étude du projet de confortement a nécessité l'utilisation de données cartographiques et topographiques 3D. Ces données furent complétées par la suite, dans le cadre de l'exécution, des plans du projet au niveau des risbermes, les replats supérieurs du talus Nord et enfin des zones en pied non relevés.



▲ Figure 100 : Plan topographique de la situation à l'échelle 1/1500 [ADM]



▲ Figure 101 : Plan topographique complémentaire à l'échelle 1/1500 [ADM]

4.2. Auscultation du déblai

Pour suivre les mouvements du talus, on dispose d'instruments de mesure tels que :

- Les cibles
- Le nivellement topographique
- Les fissuromètres
- Les inclinomètres
- Les piquets

Les zones concernées par le suivi sont :

- les crevasses de la partie supérieure de la pente
- les crevasses et fissures de la masse instable. La plus importante d'entre elles est la crevasse transversale qui parcourt le talus depuis sa partie supérieure vers son point le plus méridional, jusqu'à la partie inférieure, à son point le plus septentrional. Pour l'auscultation de cette crevasse, des inclinomètres et fissuromètres ont été installés.
- le long des replats dans la zone excavée, où des cibles et des points de nivellement topographique ont été installés, dans le but de comprendre le mouvement général de la zone auscultée.

4.2.1. Instrumentation

4.2.1.1. Cibles

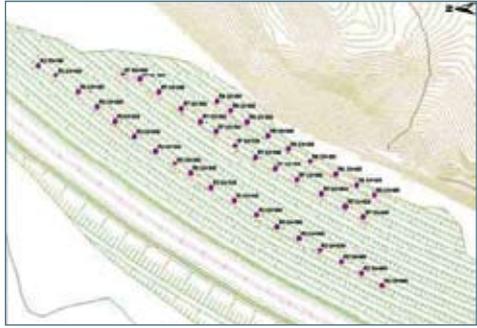
Leur installation a pour objectif d'établir le mouvement de différents points à l'intérieur du talus. Il serait souhaitable de connaître le mouvement, dans les trois dimensions de l'espace afin de pouvoir établir plus exactement l'ampleur et la direction du mouvement à la surface. Mais dans le cas des cibles, on ne dispose que du mouvement sur l'axe z. Les valeurs obtenues grâce aux cibles définissent une valeur z reliée au point de mesure, située en dehors du talus, et donc stable. Ces données permettront d'établir le mouvement vertical des bermes où sont installées les cibles.



▲ Figure 102 : carte de situation des cibles [ADM]

4.2.1.2. Nivellement topographique :

La méthode de nivellement topographique a pour objectif de recenser les mouvements verticaux par rapport à un point dont la hauteur est considérée comme fixe. Dans le cas où ce point de nivellement de référence n'est pas fixe ; les mesures entre points sont des valeurs relatives qui n'expriment pas le mouvement absolu.



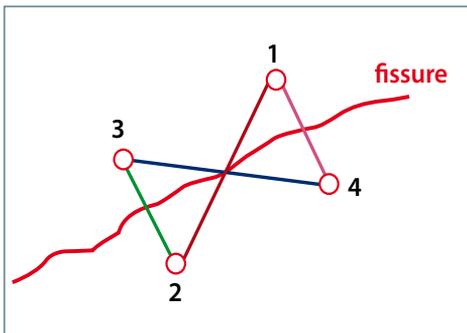
▲ Figure 103 : carte de situation des points de nivellement topographique [ADM]

Cette méthode consiste à réaliser un parcours à travers les bermes équipées, en prenant comme référence le premier point des mesures. Dans le cas du talus étudié, il s'agit du point situé le plus au nord. À partir de ce point on définit l'altitude absolue de tous les points de la berme. On considère que le premier point est fixe. Toutefois cette hypothèse doit être prise en compte dans l'analyse des mesures réalisées par le nivellement topographique.

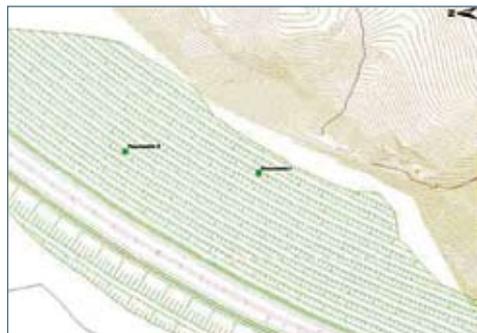
4.2.1.3. Fissuromètres

Les fissuromètres installés ont pour objectif de définir la direction et l'ampleur de l'ouverture de la fissure qui traverse la zone nord du talus, du nord au sud et de bas en haut. Il s'agit de quatre clous plantés de part et d'autre de la fissure. Les mesures sont réalisées en suivant les lignes 1-2, 2-3, 3-4 et 1-4 afin d'établir la direction du mouvement.

Deux fissuromètres ont été installés le long de la fissure qui traverse le talus. L'un d'entre eux a été détruit le 12 avril 2010, l'autre est toujours opérationnel.



▲ Figure 104 : principe du fissuromètre



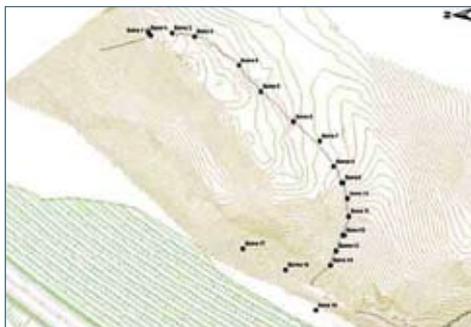
▲ Figure 105 : carte de situation des fissuromètres [ADM]

4.2.1.4. Piquets

Le but principal de l'installation de piquets est de mesurer le mouvement dans les grandes fissures supérieures. Il s'agit de six pieux cloués dans le sol selon un profil. Trois d'entre eux sont plantés en terrain « immobile » et les trois autres de l'autre côté de la fissure. Avec l'installation de six pieux, l'objectif recherché est double :

- savoir si le mouvement ne se fait que dans la fissure elle-même ou le long d'une bande plus large
- s'assurer de la continuité des mesures en cas de destruction de l'un des pieux.

Le principe des mesures est le suivant : pour chaque instrument, on réalise cinq mesures de distance, en prenant comme référence le premier pieu, celui qui se trouve dans la partie immobile du terrain et le plus éloigné de la fissure. Pour les pieux notés 1 à 6, on mesure ainsi les distances 1-2, 1-3, 1-4, 1-5 et 1-6. Dans la partie nord du talus, 17 piquets ont été installés. Sur le plan, ils sont numérotés de 1 à 17. Les pieux numérotés de 1 à 14 ont été détruits par le glissement du 12 avril 2010.



▲ Figure 106 : carte de situation des piquets [ADM]

4.2.1.5. Inclinomètres

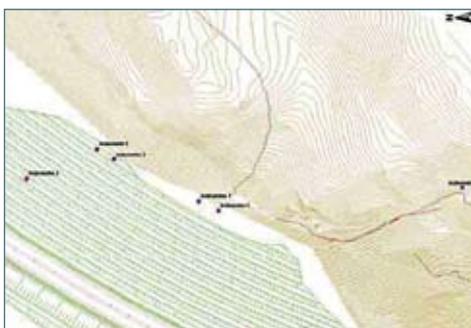
Afin de connaître le mouvement réel du terrain en profondeur, six inclinomètres ont été installés ; leur situation est donnée dans la figure à côté.

Ce type d'instrumentation permet de déterminer les profondeurs où se produisent les instabilités les plus importantes, afin de déduire les surfaces de glissement. Il s'agit d'un système de lecture de grande précision, de l'ordre de

± 2 mm pour chaque 10 m de profondeur. Il permet de mesurer des mouvements de terrain dans deux directions perpendiculaires, sur un même plan horizontal.

Les éléments suivants constituent l'équipement de base :

- Un tube en aluminium anodisé à double rainure selon deux directions perpendiculaires entre elles, qui permet le guidage de la sonde inclinométrique au repos.
- Une sonde inclinométrique bi-axiale, capable d'effectuer des mesures dans deux directions perpendiculaires entre elles. Le tube inclinométrique a été installé de façon à ce qu'un de ses axes de mesure soit perpendiculaire à l'axe du talus (axe A), alors que l'autre axe de mesure est parallèle à celui-ci (axe B).



▲ Figure 107 : carte de situation des inclinomètres [ADM]

L'espace entre le tube inclinométrique et le terrain a été rempli de graviers.

La collecte de données commence au fond du tube inclinométrique, puis la torpille de lecture remonte jusqu'à l'extrémité supérieure du tube par intervalles de 0,5 m.

Actuellement, les lectures sont réalisées sur 5 inclinomètres, car le IN-1bis remplace le IN-1 qui ne fournit pas de données.

Un résumé de la profondeur de chacun des inclinomètres, leur lecture le long des axes A et B, ainsi que la profondeur à laquelle ces lectures ont été enregistrées est donné dans le Tableau 11.

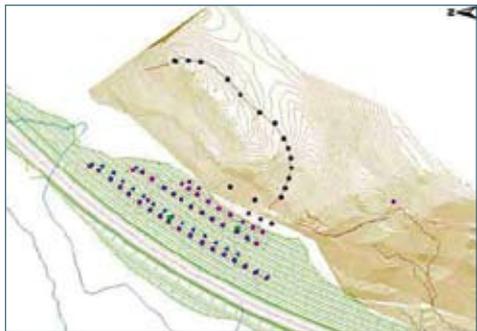
Instrument	Profondeur de l'installation en m	Différentiel maximum en A en m	Profondeur de mouvement (A) en m	Diférentiel maximum en B en m	Profondeur de mouvement maximum (B)
IN-1	50	2,81	9	0,24	49
IN-bis	15	1,31	10,5	0,22	14,5
IN-2	50	1,59	46,5	-1,25	40
IN-3	20	3,79	7	1,28	7
IN-4	15	0,07	0,5	0,04	1,5
IN-5	21	0,47	0,5	0,39	05

Tableau 11 : Profondeur d'installation des inclinomètres et mouvements maxima détectés

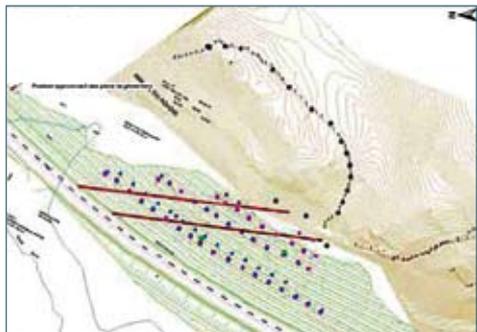
4.2.2. Résultats de l'instrumentation

Le système d'instrumentation installé a permis de détecter et de suivre les mouvements du déblai D15 sur une période de quelques semaines.

Après avoir analysé toute l'information collectée par les instruments d'auscultation, on constate que le mouvement se concentre principalement sur les deux plans de glissement transversaux qui délimitent trois grands blocs. L'enregistrement des mouvements horizontaux, révèle que le déplacement se concentre sur les points où les inclinomètres interceptent le plan de glissement, ce qui indique que le mouvement de la pente est situé le long de ces surfaces de glissement transversales. On en déduit que la



▲ Figure 108 : situation globale des instruments d'auscultation [ADM]



▲ Figure 109 : situation approximative des plans de glissement [ADM]

crevasse supérieure délimite la partie du terrain en glissement sur les fractures et fissures transversales et que cette crevasse supérieure ne correspond pas en réalité à un plan de glissement.

4.2.2.1. Les cibles

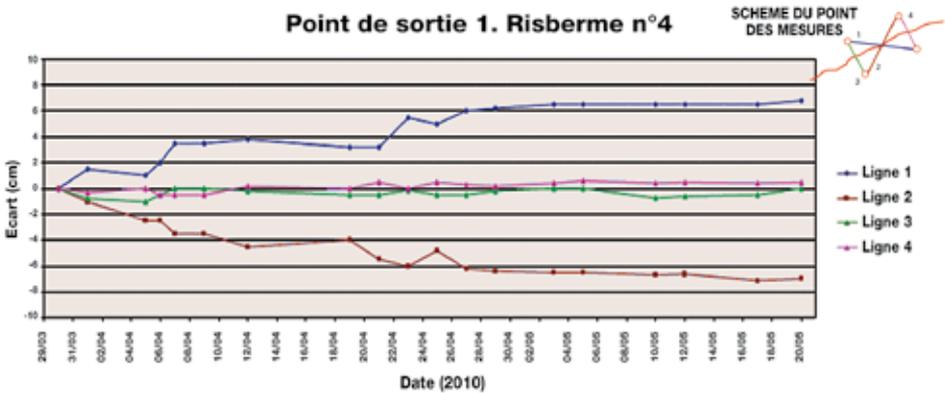
Les données issues des cibles ne permettent de détecter de façon claire un mouvement de terrain, car elles ne présentent pas de tendance nette ; Une explication probable est que les travaux réalisés près des points où les cibles ont été installées, ont provoqué des interférences (les résultats des mesures sont en annexe).

4.2.2.2. Le nivellement

Les mesures de nivellement montrent des mouvements d'élévation maximum de 2,3 cm jusqu'au 10 avril 2010. Les mouvements les plus importants sont enregistrés sur la berme 4, aux points situés le plus au sud. Les valeurs de déformation indiquent que les points situés le plus au sud subissent un mouvement relatif d'élévation par rapport au point de référence. De la même manière, les points qui enregistrent un affaissement plus important par rapport au point de référence se trouvent entre le Pk 33+200 et le Pk 33+300, sur la berme 2, entre le PK 33+300 et 33+350 sur la berme 7 et entre le 33+350 et le 33+400 sur la berme 8 (les résultats des mesures sont en annexe).

4.2.2.3. Les fissuromètres

Le fissuromètre 2 a été détruit le 12 avril 2010. Le fissuromètre 1, situé sur la fissure transversale, a décelé des mouvements depuis son installation, le 30 mars 2010. Le mouvement détecté (un déplacement d'environ 8 cm) a eu lieu au cours de deux événements séparés, entre le 5 et le 7 avril, et entre le 21 et 24 avril. Depuis le 24 avril jusqu'en juin 2010, il n'y a pas eu de mouvement significatif (les résultats des mesures sont en annexe).



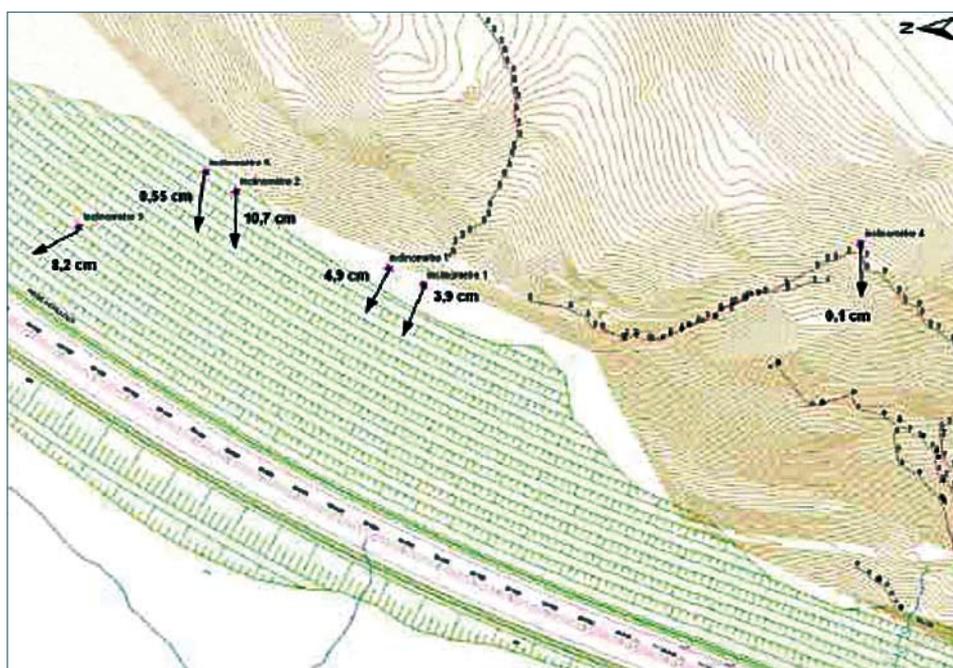
▲ Figure 110 : courbes de mesures au fissuromètre dans le déblai D15 [ADM]

4.2.2.4. Les piquets

Après avoir détecté des mouvements très importants, jusqu'à 5 cm par jour sur le piquet 3 (entre le 18 et le 19 mars), le mouvement s'est ralenti par la suite, jusqu'au 7 mai, dernier jour de disponibilité des données. A partir de ces résultats, on peut conclure que les fissures de la partie supérieure de la pente se sont stabilisées (les résultats des mesures sont en annexe).

4.2.2.5. L'inclinométrie

L'analyse des données de l'inclinométrie a permis de connaître l'état du mouvement du talus en profondeur, les résultats des mesures des inclinomètres sont présentés en annexe et résumés dans la figure ci-dessous.



▲ Figure 111 : position, magnitude et direction du mouvement du terrain des inclinomètres [ADM]

4.2.2.5.1. IN-1

Cet instrument a fourni des données depuis le 31 mars 2010 jusqu'au 14 avril 2010, date à laquelle il n'a plus été opérationnel car il était impossible de faire passer la sonde plus bas que 8 m, alors qu'il a été installé jusqu'à 50 m de profondeur. Le graphique d'évolution en annexe permet de distinguer deux zones différenciées où on enregistre des mouvements vers l'axe A (+), c'est-à-dire l'axe perpendiculaire au talus. Le mouvement le plus important est observé à 9 m de profondeur environ, et atteint presque 3 cm en direction du tracé de l'autoroute. À cette profondeur de 9 m,

on observe aussi un léger mouvement sur l'axe B (-), moins important, de -0,32 cm, qui indique un léger mouvement vers le sud. On enregistre aussi dans la direction de l'axe A (+), à environ 13 m de profondeur, un autre déplacement, qui atteint 1 cm ; mais sans effet considérable sur la direction de l'axe B.

L'évolution des mouvements absolus montre que le mouvement maximum cumulé est de 3,73 cm dans la direction perpendiculaire au talus.

4.2.2.5.2. IN-1 bis

L'inclinomètre IN-1bis a été installé pour remplacer le IN-1, et placé à un endroit très proche et à une profondeur maximum de 15 m. La première lecture qui y a été faite date du 16 avril 2010 et la dernière du 13 mai 2010.

Cet instrument n'a pas enregistré de mouvements considérables lors des premières lectures, indiquant ainsi que les masses de terrain en ce point sont stables. Cependant la dernière mesure, n° 10, a détecté une augmentation du déplacement pour une profondeur de 10,5 m, de 1,31 cm dans la direction de l'axe A (+). Pour cette même profondeur, l'axe B a enregistré 0,19 cm dans le sens positif, montrant une tendance très nette du déplacement dans la direction perpendiculaire au talus. Sur l'axe A (+), l'enregistrement maximum est de 1,31 cm à 10 mètres. En ce qui concerne la profondeur, cette lecture est cohérente avec les données obtenues par le IN-1.

4.2.2.5.3. IN-2

Cet instrument est celui qui a enregistré le plus grand nombre de surfaces de mouvement, avec des lectures jusqu'à 50 m de profondeur. Mais les résultats obtenus dans la direction donnent à penser qu'à partir de 16 mètres le remplissage du tube n'est pas homogène, et qu'il reste des espaces vides entre le tube guide et le terrain.

On observe des mouvements considérables pour 2 profondeurs : à 20 m avec 1,14 cm et à 46,5 m où on atteint 1,59 cm. On enregistre aussi des mouvements moins importants à 39 m, 37 m, 35 m et 30,5 m.

4.2.2.5.4. IN-3

Les lectures ont été possibles du 31 mars 2010 jusqu'au 20 mai 2010. D'après les enregistrements, il existe deux zones nettement affectées par les déplacements sur l'axe A (+), à 2 m et à 7 m, atteignant respectivement 0,97 cm et 3,79 cm. Pour ces mêmes profondeurs, on détecte des mouvements sur l'axe B (+), avec 0,87 cm à 2 m de profondeur et 1,26 cm à 7 m, ce qui confirme la fiabilité des lectures et le bon fonctionnement de l'appareil. Le mouvement enregistré à 0,5 m de profondeur n'est pas pris en compte, car il est trop superficiel.

Les enregistrements cumulés atteignent un maximum de 8,58 cm dans la direction (+) de l'axe A et 3,58 cm dans le même sens sur l'axe B. Dans ce cas, le sens de déplacement affiché pour les deux profondeurs se trouve légèrement vers le nord.

4.2.2.5.5. IN-4

Il s'agit de l'inclinomètre le plus éloigné de la zone de rupture, et qui fournit des données jusqu'à 15 m de profondeur. Ses enregistrements montrent une stabilité totale, sans enregistrements de mouvements considérables sur toute sa longueur, ne reflétant que des oscillations proches de la précision de lecture.

4.2.2.5.6. IN-5

L'inclinomètre IN-5 a été le dernier à fonctionner, fournissant des lectures du 21 avril 2010 jusqu'au 20 mai 2010. Le graphique des mouvements accumulés permet d'observer l'existence de deux zones principales sur lesquelles sont observés des mouvements, à 12 m et à 7 m de profondeur. Dans les deux cas, le déplacement enregistré, comme on s'y attendait, montre une direction vers l'axe A (+). En ce qui concerne l'axe B, la direction principale du mouvement se fait vers B (-), c'est-à-dire vers le sud.

4.2.3. Analyse des mouvements d'instabilité existante et potentielle du déblai D15

En raison de la destruction d'une partie de l'instrumentation, ce sont surtout les enregistrements fournis par les piquets, les bornes et l'inclinométrie qui sont pris en considération pour l'analyse des mouvements du déblai.

4.2.3.1. Evolution des instabilités à partir des mesures effectuées

De façon évidente, l'analyse des données fournies par l'instrumentation de surface permet de vérifier la décélération des mouvements de terrain.

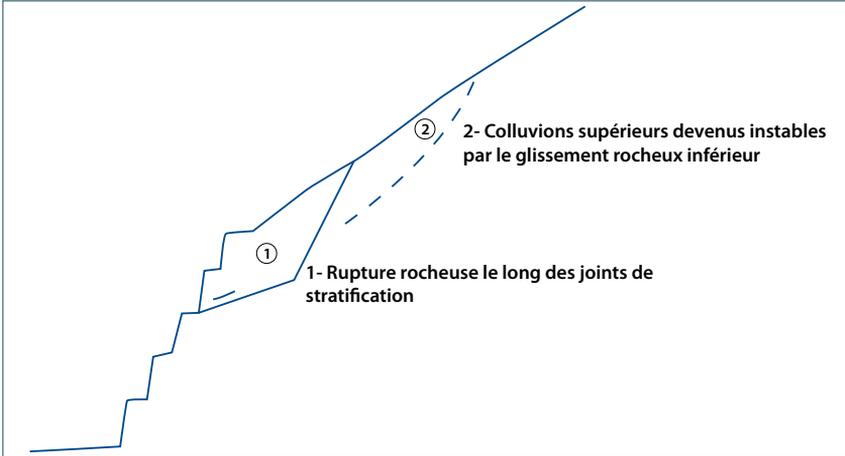
Les piquets n° 14, 15, 16, 17 et 18, dont les relevés sont disponibles jusqu'au 20/05/2010, montrent que les vitesses de déformation sont proches de zéro.

Il en est de même pour les bornes topographiques à disposition; leurs graphiques d'évolution confirment clairement une diminution de la vitesse de mouvement du déblai à partir du 17/04/2010.

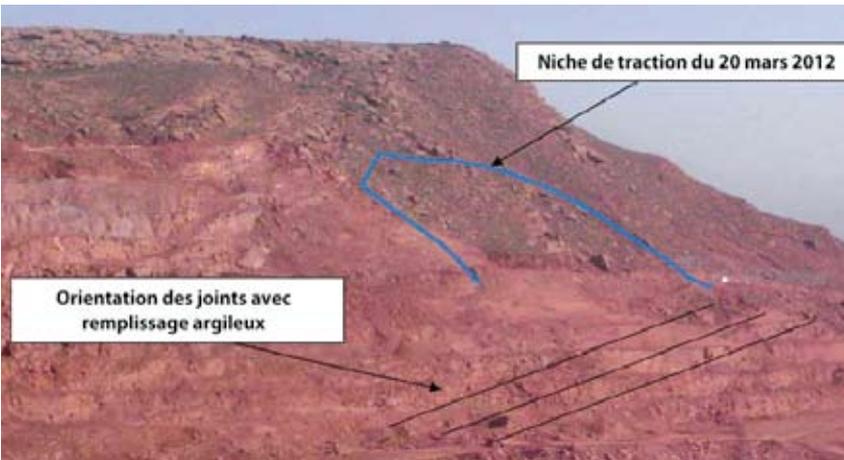
Les vitesses de mouvement du déblai, entre le 17/04/2010 et le 06/05/2010, déduites des mesures d'inclinométrie, aboutissent à une vitesse de déplacement maximum de -0,14 cm/jour à 7 m de profondeur, dans l'inclinomètre l'IN-3. Les inclinomètres présentant de plus grandes valeurs de déplacement, comme l'IN-2, montrent des vitesses bien inférieures (de 0,05 cm/jour à 37 m de profondeur).

4.2.3.2. Mécanismes identifiés pour être à l'origine des instabilités du déblai D15

L'origine des désordres constatés semble se trouver, dans le massif rocheux, le long de surfaces de glissement constituées par les plans de fissuration préexistants (Figure 112 et Figure 113). Les colluvions surplombantes, par la perte de la butée au pied, deviennent à leur tour instables.



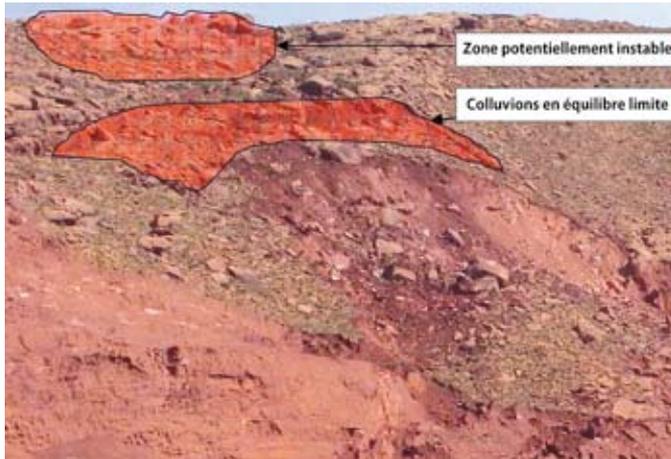
▲ Figure 112 : Schéma de rupture de la zone Sud du déblai D15 [ADM]



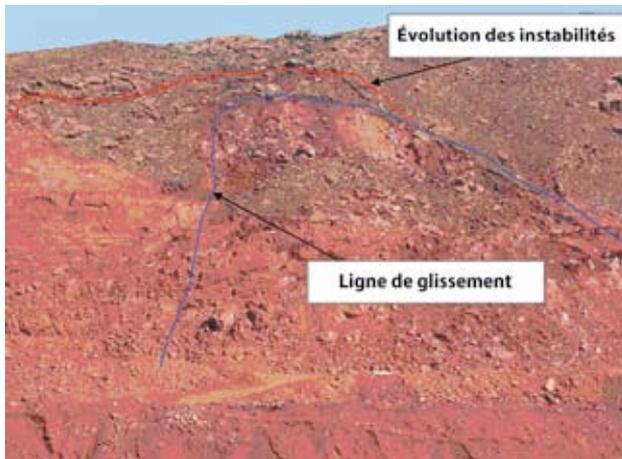
▲ Figure 113 : Eléments à l'origine de la rupture de la zone Sud du déblai D15 [ADM]

4.2.3.3. Identification des zones de glissement potentielles

D'autres zones sont en équilibre limite et doivent être stabilisés avant les travaux (Figure 114).



▲ Figure 114 : Zones potentiellement instables en couronnement du déblai D15 sud [ADM]



▲ Figure 115 : Ligne de glissement Sud et limite d'instabilité potentielle vers le haut du déblai D15 [ADM]

5. Solution de confortement du site instable

Il s'agit, à la lumière des constatations et analyses effectuées sur la zone du déblai, de proposer une solution de contrôle et de stabilisation à long terme, compatible avec la bonne utilisation pendant toute sa durée de vie, de l'ouvrage autoroutier en cours de réalisation.

5.1. Gestion du risque

Le risque est estimé comme étant le produit de la vulnérabilité par l'aléa :

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \cdot \text{Vulnérabilité}$$

Dans cette expression le danger peut être exprimé en aléas et la vulnérabilité en enjeux.

Pour mitiger ou réduire le risque il existe deux stratégies :

- Réduire les éléments vulnérables
- Réduire le danger

Dans le contexte du projet, les éléments vulnérables sont les suivants :

- Les utilisateurs de l'autoroute
- L'infrastructure
- Les ouvriers qui effectuent les travaux de contrôle ou de stabilisation

Les éléments qui contrôlent l'aléa, sont principalement :

- Les facteurs intrinsèques (instabilité propre du talus à cause de sa structure et composition lithologique)
- Les facteurs extrinsèques ou déclencheurs (dans ce cas, l'eau souterraine, les pluies intenses).

L'impossibilité de pouvoir agir sur les éléments vulnérables (ouvriers et usagers) amène à considérer la gestion du risque et le plan d'auscultation comme seuls moyens de diminuer l'aléa ou le danger. Dans un cas extrême, il est possible d'agir sur la partie des éléments vulnérables en prévoyant une solution d'évacuation.

Les activités qui sont menées dans le Déblai 15, ont pour objet de réduire l'aléa de rupture en agissant directement sur les facteurs qui le contrôlent.

Il est proposé trois phases qui constituent le plan d'auscultation complémentaire. Ces trois phases décrivent les éléments de contrôle de la stabilité du talus, notamment la fréquence des lectures des mesures. Pour passer d'une phase à une autre il est nécessaire que dans un intervalle de temps donné, les lectures ne montrent pas de signes d'instabilité évidents. On distingue :

- la phase 1 qui correspond au contrôle exhaustif
- la phase 2 qui correspond au contrôle préventif
- la phase 3 qui correspond au contrôle de la stabilisation

5.1.1. Phase 1 : Contrôle exhaustif

On définit dans cette phase 5 niveaux qui conditionnent la fréquence des lectures des instruments, en même temps qu'ils impliquent diverses actions à effectuer dans le cadre de chaque niveau.

On établit une correspondance entre les niveaux de risque et la vitesse de déplacement du talus. On considère que la vitesse de déplacement du talus est la vitesse de déplacement accumulée le long de toute la colonne de l'inclinomètre dans la zone où

se concentre la déformation, et non pour une seule profondeur. Il peut arriver que la zone de rupture soit composée de plus d'un plan de glissement, ce qui peut affecter plus d'un point de la colonne inclinométrique. Les niveaux ainsi définis sont :

- Le niveau 0 : les instruments d'auscultation ne montrent aucun mouvement significatif.
- Le niveau 1 : les éléments d'auscultation montrent des mouvements variant entre 0.1 et 0.5 cm par jour. On doit alors augmenter la fréquence de lecture des instruments.
- Le niveau 2 : Lorsqu'un des instruments d'auscultation indique des mouvements entre 0.5 et 5 cm par jour, il convient de remettre en veille les travaux de stabilisation d'ensemble et donner la priorité aux travaux qui agissent de manière plus significative sur l'amélioration de la stabilité du talus.
- Le niveau 3 : si l'auscultation montre des mouvements entre 5 et 10 cm par jour. Il devient nécessaire d'évacuer les opérateurs qui effectuent des tâches de stabilisation.
- Le Niveau 4: les éléments d'auscultation montrent des mouvements plus importants que 10 cm par jour. A ce stade, l'évacuation des opérateurs sur site et des usagers de l'autoroute est nécessaire.

Puisque le facteur déclencheur de l'instabilité est favorisé par des pluies intenses (précipitation supérieure à 30 mm/24 heures ou 50 mm/72 heures), on doit effectuer deux lectures additionnelles pendant la semaine qui suit la pluie. Une fois ces précautions prises, on peut reprendre les lectures avec la fréquence précisée dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Vitesse	Fréquence lectures
0	<0,1 cm/jour	1 lecture chaque 15 jours
1	0,1 - 0,5 cm/jour	1 lecture hebdomadaire
2	0,5 - 5 cm/jour	1 lecture quotidienne
3	5 - 10 cm/jour	Contrôle continu
4	>10 cm/jour	Contrôle continu

Tableau 12 : fréquence de lecture des mesures d'auscultation en fonction de la vitesse de glissement en phase 1

L'auscultation en continu exige la présence permanente des opérateurs, dans le but de pouvoir agir dans l'urgence en cas d'effondrement du talus, en l'absence d'une instrumentation.

Si le talus ne montre pas de signes d'instabilité (on ne dépasse pas le niveau de risque 0 pendant 2 mois), nous pouvons passer à la phase 2 qui implique une diminution des fréquences de mesures.

5.1.2. Phase 2 : Contrôle préventif

Dans cette phase on établit seulement 2 niveaux de risque. Le dépassement de la vitesse nécessite le retour à la phase de contrôle exhaustif.

Niveau	Vitesse	Fréquence des lectures
0	<0,05 cm/jour	1 lecture chaque mois
1	>0,05 cm/jour	Retour à phase 1

Tableau 13 : fréquence de lecture des mesures d'auscultation en fonction de la vitesse de glissement en phase 2

Dans cette phase, il est suffisant de s'appuyer sur la lecture des inclinomètres et des contrôles topographiques. Ceci est dû au fait que les piquets sont des instruments dont la précision des mesures est plus grande.

Si le talus ne montre pas de signes d'instabilité (on ne dépasse pas le niveau de risque 0 pendant 3 mois), nous pouvons passer à la phase 3 qui implique une diminution de fréquence des mesures.

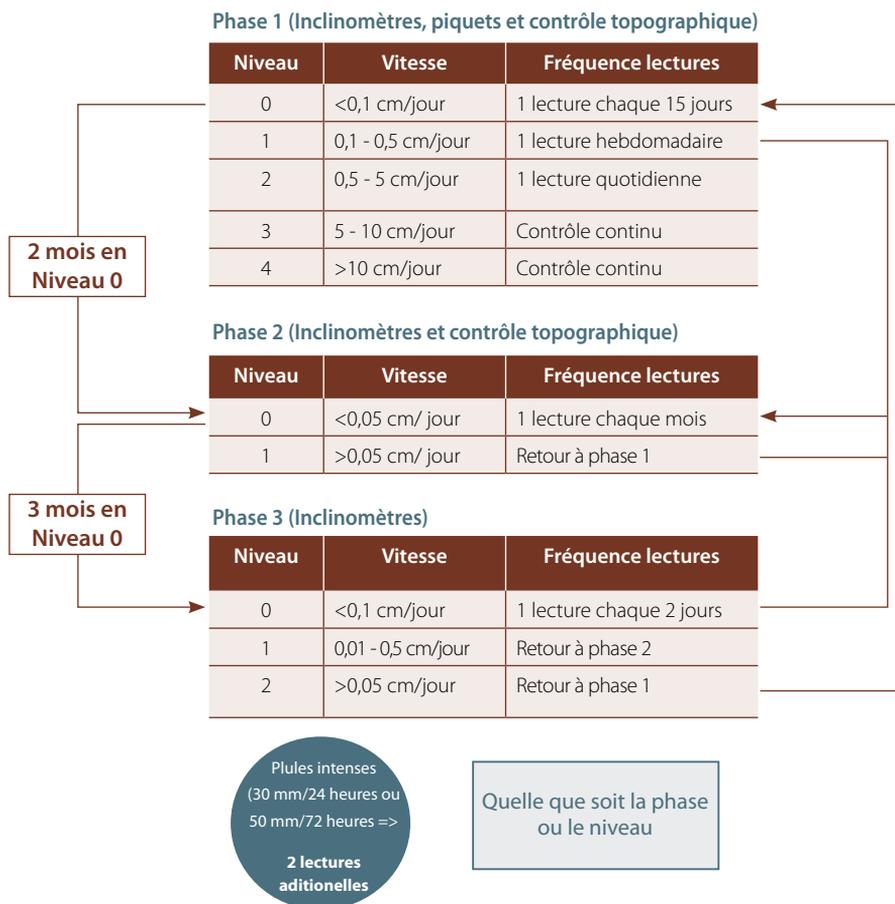
5.1.3. Phase 3 : Contrôle de stabilisation

Dans cette Phase, on établit seulement 3 niveaux de risque; Le dépassement de la vitesse nécessite le retour à la phase de contrôle exhaustif.

Niveau	Vitesse	Fréquence lectures
0	<0,01 cm/jour	1 lecture chaque 2 mois
1	0,01 - 0,05 cm/jour	Retour à phase 2
2	>0,05 cm/jour	Retour à phase 1

Tableau 14 : fréquence de lecture des mesures d'auscultation en fonction de la vitesse de glissement en phase 3

Dans cette Phase, seule la lecture des inclinomètres est nécessaire, puisque les piquets sont des instruments dont la précision des mesures est plus importante alors que les mesures topographiques en cas d'intempéries peuvent souffrir de défauts qui conduisent à des lectures erronées.



▲ **Figure 116 : Phases de gestion de risque d'instabilité sur le site du déblai D15**

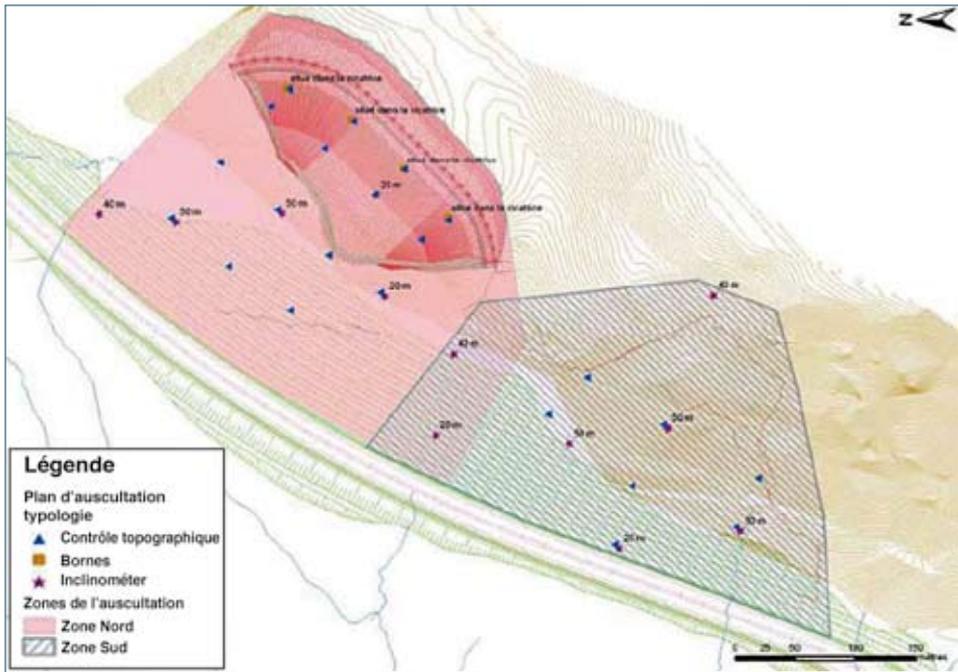
5.2. Plan d'auscultation

Le plan d'auscultation doit amener à connaître l'état de la stabilité du talus, afin de réagir avec des réponses adaptées à un risque imminent. Ce plan permet également de gérer le risque résiduel existant, qui est l'augmentation de la vulnérabilité et des éléments exposés au danger (usagers de l'autoroute, personnel des travaux de confortement)

5.2.1. Zones d'auscultation

Il convient d'indiquer que toutes les zones du talus sont indépendantes, et que par conséquent une vitesse détectée qui implique le passage à un autre Niveau, affecte uniquement les instruments situés dans la zone d'influence de l'instrument en question.

Pour que l'installation des instruments remplisse ces conditions, il est nécessaire de les installer là où ils n'interfèrent pas dans les travaux de stabilisation du talus.



▲ Figure 117 : Schéma de situation des zones et des instruments d'auscultation [ADM]

5.2.2. Piquets.

La masse instable mobilise un grand volume de matériaux, avec un comportement complexe. L'installation de cet instrument d'auscultation se justifie par sa facilité de lectures. Il permet le suivi des mouvements du talus nord, et celui du sud qui est inaccessible.

Pour pouvoir localiser le plan de rupture dans le talus sud, on installe un groupe de quatre piquets, depuis le bord qui sépare la cunette du talus jusqu'à la pente du talus nord qui présente 10 degrés d'inclinaison. Les piquets sont placés dans la niche supérieure pour le contrôle de l'ouverture de cette dernière, avec une séparation entre elles de 4 mètres pour les deux piquets supérieurs et de 5 mètres pour les autres. La distance entre le premier et le dernier piquet est finalement de 19 mètres. On a placé en fin de compte un groupe de quatre piquets dans chacune des zones du talus. .

La mise en place d'un piquet pour mesurer le mouvement du talus, nécessite l'excavation d'un trou de 50 cm de profondeur sur 30 cm de largeur, au centre duquel le piquet est placé. L'espace vide restant est rempli de béton dans le but de solidariser le piquet au terrain environnant.

Pour déterminer les mouvements dans des coordonnées absolues (X, Y, Z), on plante des clous de topographie dans les piquets situés dans les extrémités (supérieure et inférieure).

On mesure les distances entre les différents piquets en prenant comme origine le piquet situé en bordure. Par conséquent, il faut mesurer la distance entre le premier

piquet et le deuxième, entre le premier et le troisième, et ainsi de suite. Ces mesures sont effectuées pour chaque groupe de piquets situés dans une zone de la pente, avec une fréquence de lectures qui dépend de la vitesse détectée dans chaque zone.

5.2.3. Inclinomètres

Cette méthode se base sur les variations d'inclinaisons mesurées par une sonde inclinométrique introduite à l'intérieur d'un tube dont le profil vertical est préalablement déterminé. À partir de la première mesure et en utilisant un programme informatique, les variations d'inclinaisons détectées par la sonde sont traitées comme des déplacements horizontaux du terrain.

La sonde comporte en général deux ensembles de roues, une roue guide rigide et une roue avec un ressort pour l'orienter. Ces deux ensembles de roues sont situés près de chaque extrémité de la sonde. On emploie différents dispositifs pour déterminer l'angle d'inclinaison ou de déflexion; En effet, on peut utiliser des éléments de résistance de précision et un pendule, des mesures de déformation sur un pendule, un pendule et fil invar, un pendule avec un capteur électromagnétique, etc. Chaque configuration produit un signal électrique mesuré en surface, avec une unité de lecture.

Pour remplir l'espace vide entre le terrain et le tube inclinométrique, on peut utiliser des matériaux sableux ou graveleux, dont les densités sont précisées dans le Tableau 15.

Matériel	Densité
Sable dense	>18,5 KN/m ³
Sable dense	<14,0 KN/m ³
Sable moyenne à gravier fine	<11,8 KN/m ³

Tableau 15 : Poids volumiques des matériaux de remplissages de l'espace libre situé entre le terrain et les tubes inclinométriques

Il faut premièrement effectuer un forage, avec un diamètre plus grand que celui du tube guide. Le diamètre minimal de perforation est 200 mm. Le trou doit être le plus vertical possible, et pénétrer entre 1 et 1,5 m dans le terrain stable, et de toute façon plus bas que la zone de glissement.

Le trou est nettoyé par un jet d'eau ou d'air comprimé avant d'y installer le revêtement de l'inclinomètre.

Au moment d'installer le tube inclinométrique, l'un des deux axes est orienté vers la direction de pendage maximal et l'autre vers la direction parallèle au versant. Les axes du tube doivent être le plus alignés possibles avec le pendage maximal, puisque l'instrument donne des mesures de déformation plus précises pour ces axes.

Une fois le tube placé et parfaitement aligné, on remplit l'espace vide entre celui-ci et les parois du forage avec du sable ou du gravier, pour que le tube ne puisse pas se déplacer et parvienne à mieux détecter les déformations du terrain.

Il est très important que l'espace annulaire entre le tube et le sondage soit parfaitement rempli depuis la base jusqu'à la tête, pour que le tube ne se déplace pas librement dans le forage. Si on observe que le volume de remplissage est inférieur à celui qu'on prévoit, on peut penser qu'une obturation s'est produite dans l'espace vide annulaire. Ce dysfonctionnement est écarté en y versant de l'eau afin de mieux entraîner les particules de sable vers le fond.

La partie supérieure du forage est alors noyée dans du béton, de caractéristiques semblables à celles des pieux, pour pouvoir y placer un clou de topographie et contrôler ainsi le mouvement avec des coordonnées absolues.

Une fois cette mise en place terminée, on recommande d'attendre entre 3 et 5 jours pour que le sable ou le gravier soit stabilisé, et que le tube guide devienne rigide à l'intérieur du forage.

5.2.4. Levé topographique.

L'objectif de l'installation de cet outil de suivi topographique est d'obtenir les changements de position de la surface du talus (ou de sa zone superficielle). Les déplacements sont obtenus dans les trois axes de l'espace (x, y, z). Afin d'obtenir le déplacement absolu des points surveillés, on doit disposer des lectures x, y, z des prismes. Ces derniers sont placés dans le piquet supérieur comme c'est le cas dans le socle en béton des inclinomètres, On concentre ainsi le matériel d'auscultation en peu de points, ce qui en facilite l'accès et la conservation.

5.3. Travaux dans la zone instable

Les travaux concernent à la fois les travaux d'instrumentation et de contrôle, les travaux de confortement du déblai et les travaux de l'ouvrage principal.

5.3.1. Programme des travaux

Le point critique du chantier se situe dans les travaux de terrassement. Les autres activités ont suffisamment de marges et seront exécutées parallèlement au terrassement. C'est pourquoi cette activité influencera fortement la durée totale du chantier.

L'intervention prévue dans la zone sud présente une première estimation de délai très défavorable, estimé à 314 jours, soit environ 11 mois. Quant à l'intervention dans la zone nord, le délai d'exécution prévu est estimé à 28 jours, soit 1 mois.

5.3.2. Confortement des parois du déblai D15

Pour chacune de ces deux zones de glissement (glissement Nord et glissement Sud) du déblai D15, diverses variantes ont été étudiées et proposées. La solution retenue par le prestataire est une réponse définitive, à la stabilisation de ce déblai. Toutefois, considérant

la complexité de la formation géologique en place, le changement climatique et le risque sismique de la région, ce déblai doit être surveillé de près.

5.3.2.1. Stabilisation de la zone Sud du déblai D15

La solution suppose l'élimination partielle depuis la crête de la masse instable du versant et le retrait des grands blocs à l'intérieur de cette masse, en attendant que l'enlèvement total soit possible au vu des courts délais alloués à l'exécution du chantier. Un treillis flexible, d'une capacité de support unitaire de 30 kN/m², sera appliqué sur le terrain instable n'ayant pu être déblayé. Ce treillis flexible se compose des éléments suivants :

- Un treillis rhomboïdal en acier à haute limite d'élasticité Ø3 mm, aux dimensions internes 143x73 mm
- Un renfort longitudinal des câbles en acier Ø20 mm.
- Des ancrages de barres en acier autoperforantes 40/16 mm selon un maillage de 3,0 m x 3,0 m, perforation Ø70 mm, et longueur de bulbe de 3 m.

Étant donné que l'on prévoit un matériel colluvial d'une puissance de 5 à 7 m, la longueur totale des ancrages ayant un bulbe de 3 m sera comprise entre 8 et 10 m.

Lorsqu'apparaîtront des terrains pouvant être érodés, et susceptibles d'être lessivés à la surface du déblai, on placera un géotrellis tridimensionnel en polyéthylène résistant aux déchirements et aux rayons UVA. Ce géotrellis, en plus de prévenir l'érosion, a pour but de faciliter le développement ultérieur de la végétation.

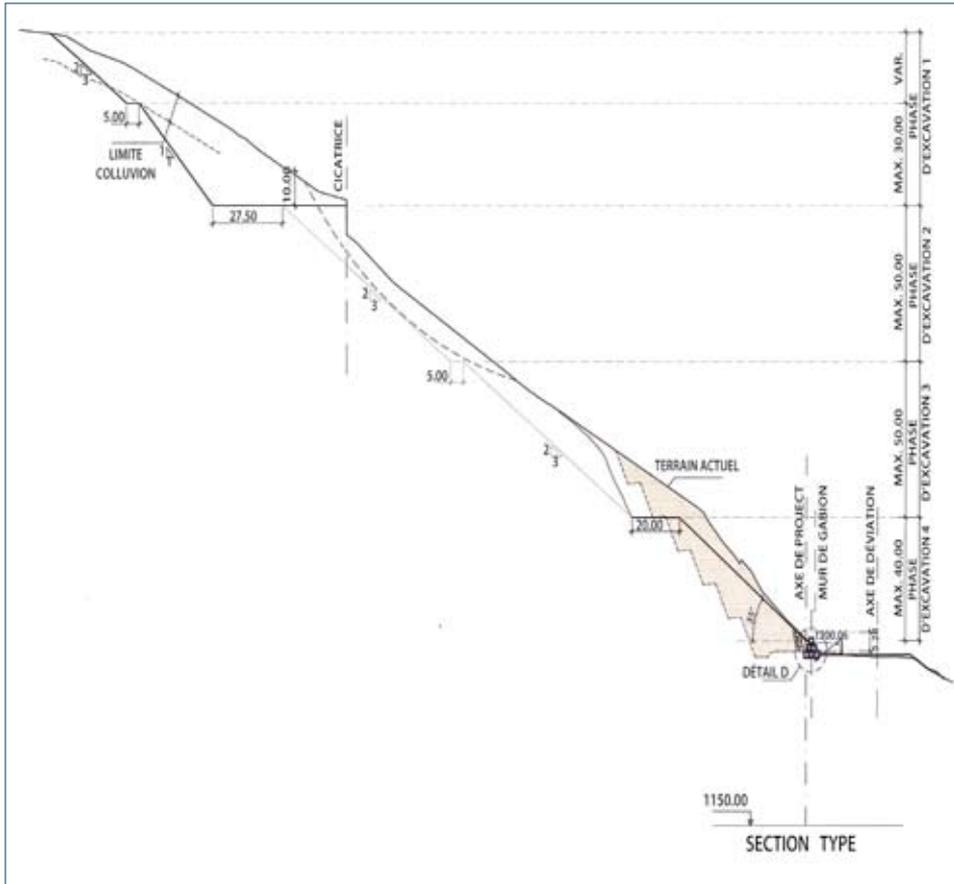
La solution définitive prévoit une banquette de 30 m de large en tête, en déblayant le matériel colluvial et en pratiquant un déblai dessinant une pente anthropique 1H/1V depuis cette banquette jusqu'à la surface du talus. Un retalutage de l'éventuel matériel colluvial resté en crête sera réalisé en créant une pente 3H/2V.

À partir de cette plateforme et jusqu'au pied du talus, cette solution prévoit de réaliser un déblai avec une pente 3H/2V jusqu'à la hauteur de la berme déchaussée.

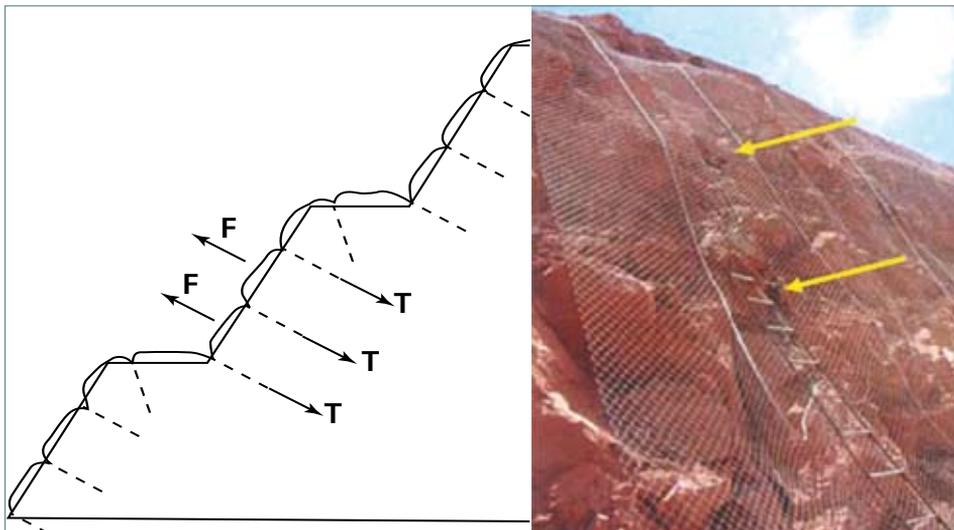
Étant donné les conditions d'hydrologie et de drainage, deux bermes intermédiaires de 5 m de large pourraient être ajoutées :

- la première à la crête du déblai, entre le contact du matériel colluvial et le substrat rocheux
- la seconde dans le développement du talus avec une pente 3H/2V.

Au pied, les grands blocs de roches détachés seront mis en place sous la forme d'enrochements de renforcement. Un mur de gabions, de 6 m de base sur 6 m de largeur, sera exécuté pour contenir la possible remobilisation des matériaux instables.



▲ Figure 118 : confortement de la zone sud du déblai D15 [ADM]



▲ Figure 119 : confortement de la zone sud du déblai D15 [ADM]

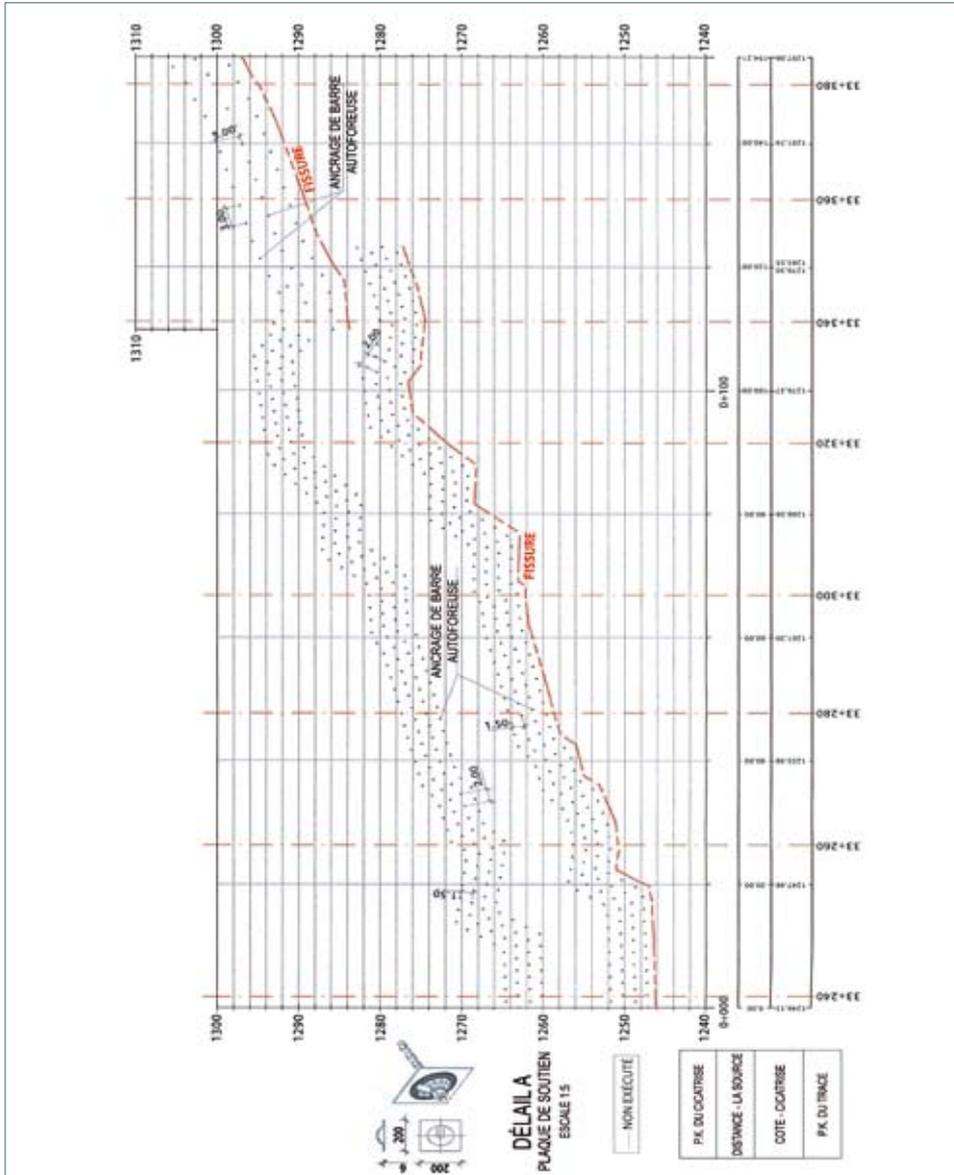
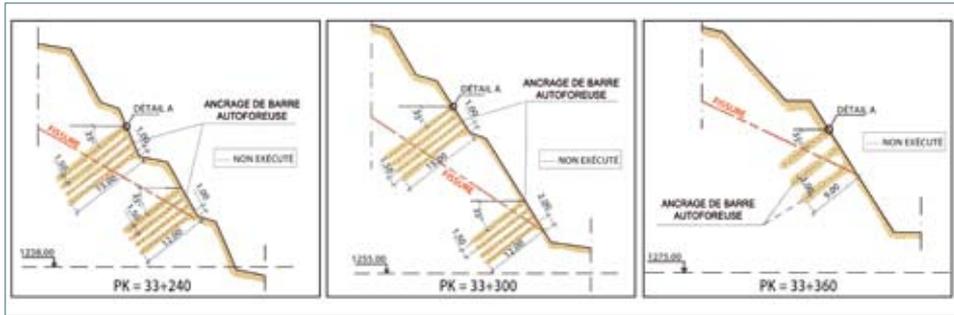
5.3.2.2. Stabilisation de la zone Nord du déblai D15

Les rendements d'excavation actuels et le projet d'ADM prévoient une excavation avec la géométrie de talus 3H/2V derrière les niches d'arrachement apparues sur le couronnement, jusqu'à la cote 1328 NGM. Par conséquent, la solution est constituée d'ancrages passifs sur les deux parois situées immédiatement au-dessus de la surface de rupture qui affleure au niveau du déblai. Ces ancrages passifs sont calculés pour résister à une charge de 1 000 kN. Ils sont constitués de barres autoperforantes qui nécessitent une tête de perforation de Ø200 mm et une longueur minimale d'ancrage de 4 m.

Section	Soutènements		FS
33+240	Type d'ancrage	Barre / Passif	1 043
	Groupes	2	
	Rangées sur chaque groupe	4 / 4	
	Longueurs	12 / 15	
	Maille	1,5 x 2,0	
	Angle	35°	
33+300	Type d'ancrage	Barre / Passif	1 127
	Groupes	2	
	Rangées sur chaque groupe	4/4	
	Longueurs	12 / 15	
	Maille	1,5 x 2,0	
	Angle	35°	
33+360	Type d'ancrage	Barre / Passif	1 460
	Groupes	1	
	Rangées sur chaque groupe	3	
	Longueurs	9	
	Maille	3,0 x 3,0	
	Angle	35°	

Tableau 16 : programme de soutènement par ancrages passifs de la paroi Nord du déblai

Le soutènement des sections 33+240 et 33+300 sera appliqué sur une distance d'environ 100 m, du PK 33+240 au PK 33+340. Le soutènement de la section 33+360 sera appliqué sur une distance d'environ 45 m, du PK 33+340 au PK 33+385.



▲ Figure 120 : confortement de la zone nord du déblai D15 [ADM]

5.3.3. Canalisation des eaux de ruissellement

Tout travail de confortement du déblai D15 en vue de sa stabilisation, nécessite l'étude de l'écoulement et des travaux de pose des canalisations de dérivation des eaux.

L'étude hydrologique permet d'évaluer le débit des eaux qui circulent le long du talus et l'érosion générée par cet écoulement.

5.3.3.1. Pluviométrie et ruissellement

Pour déterminer les caractéristiques physiques des bassins interceptés, des éléments de cartographie suivants ont été utilisés :

- Les images de Google Earth pour déterminer les grands bassins et comme élément de référence pour localiser les bassins plus petits.
- La topographie à l'échelle 1/1000 pour déterminer les petits bassins.

D'autre part, pour la classification géomorphologique des différentes zones, on a employé le plan géologique à l'échelle 1/1000 ainsi que les données issues des visites sur le terrain.

Les données de pluviométrie ont été obtenues à partir de 3 stations régionales distinctes, qui aboutissent à des valeurs proches, de l'ordre de 10,3 mm/jour.

Outre les travaux de drainage, le dimensionnement du talus prend en compte l'étude de l'érosion produite par l'écoulement superficiel. Selon le matériau sur lequel circule l'eau, il existe une vitesse maximum admissible au delà de laquelle commencerait l'érosion. Voici un tableau où figure la vitesse maximum pour différents matériaux selon la Direction Générale des Routes, du Ministère du Développement du Gouvernement Espagnol.

Nature de la surface	Vitesse maximum admissible (m/s)
Sable fixe ou limon (peu d'argile)	0,2-0,6
Sable argileux dur, marnes dures	0,6-0,9
Terrain partiellement couvert de végétation	0,6-1,2
Argile, gravier, ardoises tendres avec couverture végétale	1,2-1,5
Herbe	1,2-1,8
Conglomérats, ardoises dures, roches tendres	1,4-2,4
Maçonnerie, roches dures	3-4,5
Béton	4,5-6

Tableau 17 : vitesse limite d'entraînement des matériaux de surface

La vitesse de ruissellement le long du talus doit être limitée à 0,9 m/s.

La hauteur maximale entre des bermes est choisie pour que la circulation d'eau ne produise pas d'érosion.

De façon générale, la hauteur des talus ne doit pas dépasser la valeur de 50 mètres pour les pentes 3H/2V pour les conditions hydrologiques et morphologiques de la zone du déblai D15.

Après avoir déterminé la précipitation théorique, il faut étudier les paramètres physiques et géomorphologiques du bassin affluent, afin d'évaluer l'interception du ruissellement superficiel en provenance du talus.

Par conséquent, l'étape suivante est la détermination des bassins d'apport. A ce stade, on détermine, d'après la topographie à l'échelle 1/1000 disponible, de tous les bassins concernés puisqu'il s'agit de bassins très petits.

5.3.3.2. Drainage des eaux

Les travaux de drainage ont pour objet d'évacuer les eaux de ruissellement à travers le talus. Le débit de drainage retenu correspond à une période de retour de 100 ans et celui de l'érosion à 500 ans. Cette différence se justifie par le fait que l'érosion peut être déterminante dans la stabilité ou la durée de vie des ouvrages.

Le système de drainage longitudinal choisi est constitué de différentes fosses trapézoïdales longeant les bermes de manière à limiter le débit qui circule le long de la pente du talus. A l'extrémité de ces chenaux, l'eau est acheminée au pied du talus par un collecteur.

6. Conclusion

Les travaux d'étude et de reconnaissances du site D15, traversé par le tracé autoroutier en direction d'Agadir, ont été menés par ADM dans le but de comprendre les mécanismes d'instabilités potentielles et de déterminer les confortements nécessaires. A l'origine, la réalisation d'un talus avec ses bermes a provoqué des mouvements d'instabilité localisés, que les fortes pluies ont accélérés, voire amplifiés.

L'apparition de crevasses, de fissures dans les risbermes, en plus du glissement superficiel des colluvions, a mis en évidence le rôle des hétérogénéités des masses rocheuses, par leur nature et leurs structures dans les diverses instabilités observées.

A la lumière des indices d'instabilités apparus sur le talus, des études géologiques détaillées ont été effectuées afin de connaître la géologie profonde, la stratigraphie et la structure des couches formant le massif.

Parallèlement, le suivi des mouvements superficiels et profonds du versant, effectué dans le cadre d'un programme d'instrumentation initial, comprend des cibles, des piquets, le nivellement topographique, ainsi que la pose de fissuromètres au droit des ouvertures de traction, des inclinomètres pour la recherche des mouvements en profondeur.

Ce dispositif d'instrumentation a permis de suivre l'évolution des mouvements de terrain, ainsi que l'effet de la pluviométrie sur les vitesses enregistrées.

Sur la base de ces éléments d'observation, un protocole de gestion du risque de cette zone instable a été proposé, appuyé sur un programme de suivi et d'auscultation en continu, utilisant les levés topographiques, les pieux et les inclinomètres, pendant les travaux de confortement du talus et de réalisation de l'ouvrage autoroutier.

Le confortement proposé pour stabiliser les zones instables comprend plusieurs dispositifs, dont le déblaiement des zones instables à l'origine des niches d'arrachement et des crevasses, le dégagement des colluvions en mouvement et la stabilisation par grillages ancrés dans les zones des éboulements potentiels, ainsi que des systèmes d'ancrages de zones dont la ligne de glissement est profonde. Ce dispositif a été complété par la stabilisation de l'ensemble du talus en procédant à la réalisation de risbermes et le choix d'un talutage adéquat assurant la stabilité même dans le cas d'écoulements superficiels. La base du talus est confortée par un mur en gabions et un système de soutènement efficient en cas de poussée accidentelle des terres.

Le calcul des apports d'eau de pluie, recueillis dans les bassins versants successifs et convergeant vers le talus a été effectué. Les écoulements superficiels qui en découlent sont canalisés et acheminés vers le bas du talus. Les pentes des talus entre risbermes ont été choisies pour limiter la vitesse maximale des écoulements, évitant de ce fait le lessivage du sol et les transports solides.

Des dispositions complémentaires peuvent s'avérer nécessaires dans le cas où des mouvements de terrain viendraient à être détectés dans le déblai D15. Le plan de gestion des risques établi permet de prendre les décisions adéquates afin de préserver l'intégrité de l'ouvrage réalisé et la sécurité des usagers.

prédominant dans la zone de l'Anti-Atlas. Cependant, des roches du Précambrien affleurent dans la partie centrale de l'Anti-Atlas.

1.1. Géomorphologie

Le Maroc peut se diviser en trois grands domaines caractérisés par leur morphologie, lithologie, structures, âge et style de déformation. Il s'agit des domaines de l'Anti-Atlas et Saharien, des domaines du plateau de l'Atlas et du Rif.

1.1.1. Domaines de l'Anti-Atlas et saharien

Ce sont des terrains situés au sud des grandes fractures rectilignes qui constituent la limite méridionale du Haut-Atlas, en passant par Agadir et en dérivant légèrement au niveau du Jbel Siroua. On distingue :

- Le sillon préafricain, une dépression tectonique avec des terrains primaires aux déformations récentes. Il s'agit notamment de la zone sud Atlas (Crétacé) et de la zone préafricaine (dépôts marins récents)
- La chaîne de l'Anti-Atlas, située au nord de la plateforme saharienne. Elle se caractérise par la présence d'affleurements précambriens dans les massifs, ou des dépressions qui constituent la structure de l'Anti-Atlas. Citons notamment le grand massif du Siroua, les massifs du jbel Saghro et de l'Ougnat.
- Les plaines méridionales, qui sont des terrains paléozoïques. Ils reposent sur le Cambrien inférieur de l'Anti-Atlas au sud de celui-ci. Ce sont le substrat des plaines du sud (Draa). Elles présentent des crêtes calcaires (Jbel Bani, Ourakziz) qui prédominent dans le paysage. Vers l'est, ces plaines sont moins développées et sont limitées par des bassins comme celui du Tafilalet.
- La hamada, des plateaux horizontaux du Crétacé et du Tertiaire, discordants sur le Paléozoïque. Il s'agit, d'ouest en est, de : la Hamada du Draâ, du plateau de Kem Kem, de la hamada du Guir, du bassin de Kenadsa. Il y a également de petites chaînes : Zemoul (Carbonifère-Dévonien) et Ougarta.
- Le bassin de Tindouf. Dans ce bassin apparaît le Paléozoïque discordant de la Hamada.
- La dorsale de Reguibat. Grand bouclier précambrien avec des roches de l'Archaïque.
- Les bassins atlantiques, indépendants du reste. Il s'agit des bassins de Tarfaya (Mésozoïque qui atteint les 8 Km d'épaisseur) et de Oued Eddahab (Mésozoïque - Éocène).

1.1.2. Domaine du plateau de l'Atlas

Le domaine du plateau de l'Atlas se trouve entre le domaine antérieur et le Rif. Il est formé d'un ensemble de chaînes montagneuses, plateaux et plaines qui ont pour substrat les restes d'une chaîne paléozoïque érodée. Cette chaîne affleure dans

certains massifs et dans des régions où elle apparaît couverte par des terrains méso-cénozoïques. Ce domaine présente trois types d'unités structurales :

1.1.2.1. Les chaînes plissées que sont le Haut- et le Moyen-Atlas

Dans sa partie occidentale, le Haut-Atlas est constitué de roches plissées du Jurassique et du Crétacé. Vers l'est, il s'agit d'un massif ancien où se trouve notamment le Mont Toubkal (4165 m), le pic le plus élevé de l'Afrique du Nord. Le Haut-Atlas central présente de puissantes séries jurassiques dans des bassins très profonds. Enfin, le Haut-Atlas oriental comprend le massif du Tamlelt, aux roches paléozoïques.

Le Moyen-Atlas est constitué en premier lieu par une chaîne du Jurassique plissée, aux vallées profondes, entre le sud de la province de Taza et Khénifra. Au nord- se trouve le couloir de Taza-Oujda, zone déprimée avec les massifs de Beni-Snassen et de Nedroma.

L'Atlas de Beni Mellal, qui se trouve dans une zone légèrement plissée, où se rejoignent le Haut-Atlas et le Moyen-Atlas, qui forment la série des synclinaux de l'Oued El Abid.

1.1.2.2. Les plateaux

Ce sont ces régions plus ou moins tabulaires qui s'étendent entre les chaînes montagneuses. Il s'agit d'un substrat hercynien où l'on peut distinguer les zones suivantes :

- Le plateau occidental, formé par des unités plissées durant le Tertiaire : le plateau côtier, le massif de Jbilet, le massif des Rehamna, le plateau des phosphates, le massif central du Maroc et le plateau calcaire du Moyen-Atlas.
- Le plateau oriental (Oranais), moins étendu que le plateau antérieur, constitué par la cuvette de la haute Moulouya, la zone du Rekkame, le massif primaire et les plateaux de l'Atlas.

1.1.2.3. Les plaines.

Ce sont de nombreuses dépressions tectoniques : bassins d'Essaouira, plaine de la Bahira et sillon sud-rifain.

1.1.3. Domaine du Rif

Il s'étend du détroit de Gibraltar à l'embouchure du fleuve Moulouya. Vers le sud ou le sud-ouest, il s'agit de chaînes alpines convexes. De Meknès jusqu'au sud du Rif s'étendent les «rides pré-rifaines» : anticlinaux échoués du Pliocène. Les zones du Rif, du sud au nord, sont les suivantes :

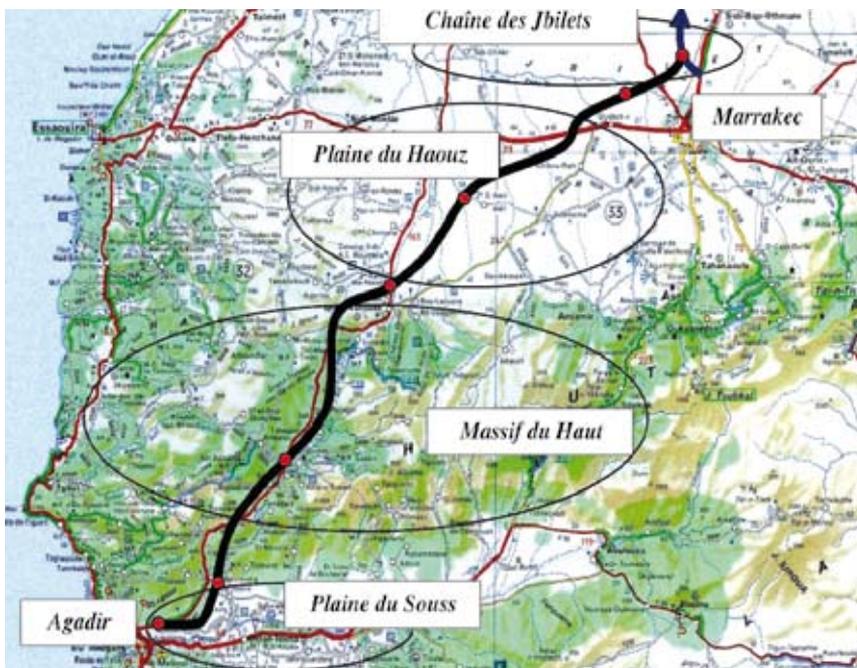
- La zone externe : d'un côté, la zone pré-rifaine avec des couches marneuses très tectoniques, de l'autre, la zone rifaine ou intrarifaine qui repose sur la précédente.

- La zone moyenne : chaînes calcaires qui s'étendent de Chaouen à Tétouan et qui sont constituées de diverses couches du Trias et du Jurassique. Zone primaire du Rif, qui s'étend jusqu'à la côte avec des roches métamorphiques paléozoïques.
- La zone interne : certaines couches de cette zone sont passées au-dessus de l'ensemble intermédiaire pour s'étendre sur les couches internes.

2. Unités géologiques rencontrées par le tracé

Les unités géologiques le long du tracé Marrakech-Agadir sont données Figure 84. Il s'agit, en partant de Marrakech :

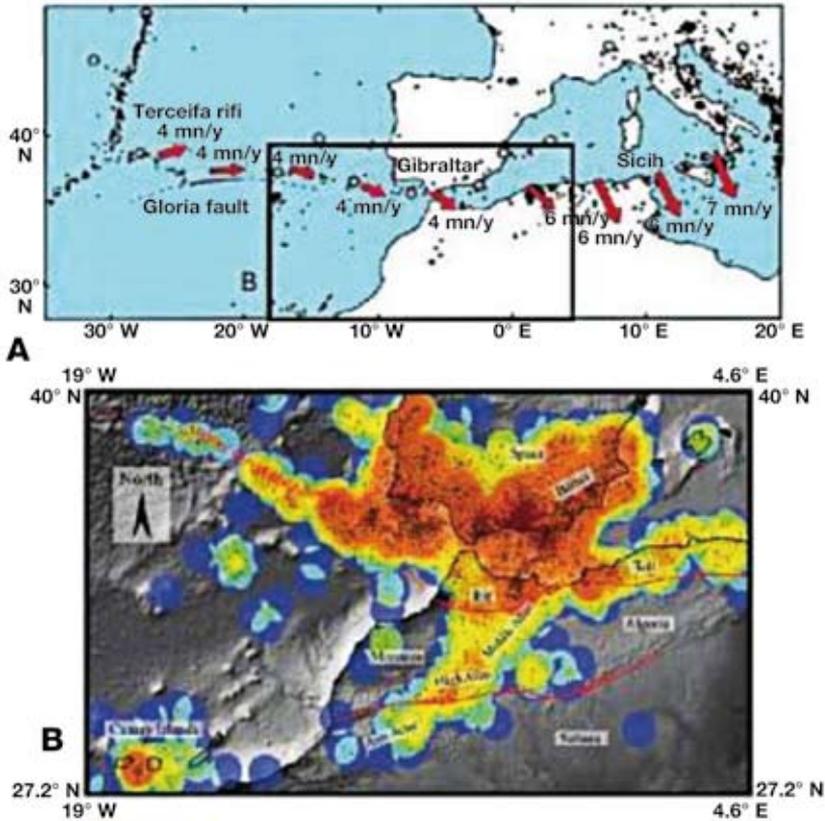
- De la chaîne des Jbilet,
- De la plaine du Haouz,
- Du massif du haut Atlas
- De la plaine du Souss.



▲ Figure 122 - Unités géologiques de la zone de l'autoroute Marrakech – Agadir (ADM)

3. Séismicité

Situé au nord-est de la plaque africaine, le Maroc enregistre encore une activité tectonique significative, notamment dans les parties les plus jeunes. Cela se vérifie sur la carte des séismes, dans la zone de transition de l'Atlantique méditerranéen.



▲ **Figure 123 : sismicité du Maroc**

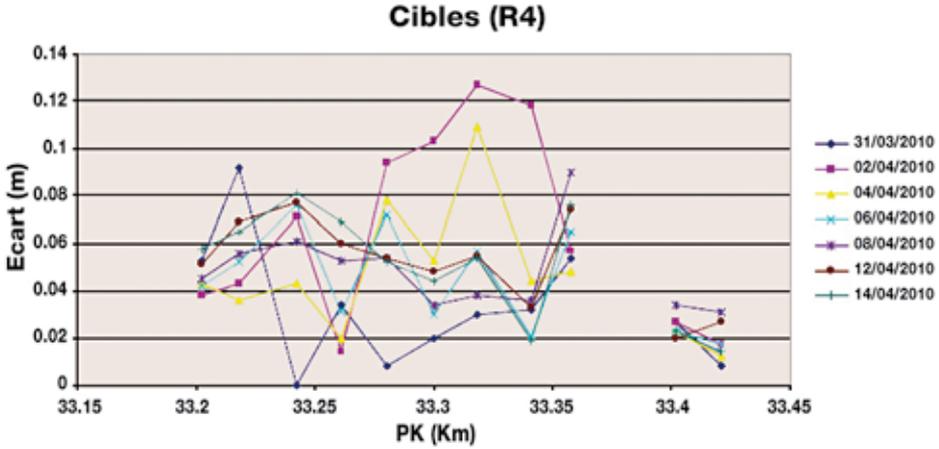
La zone la plus active, du point de vue sismique se situe dans la zone de divergence des plaques et dans la mer d'Alboran. En effet, cette région correspond à la zone de contact entre les deux plaques convergentes, l'Eurasie et l'Afrique.

Au sud de la Méditerranée, la sismicité est rare et se concentre dans une zone étroite, en direction nord-est sud-ouest qui couvre le Moyen-Atlas, le Haut-Atlas et une partie de l'ouest de l'Anti-Atlas.

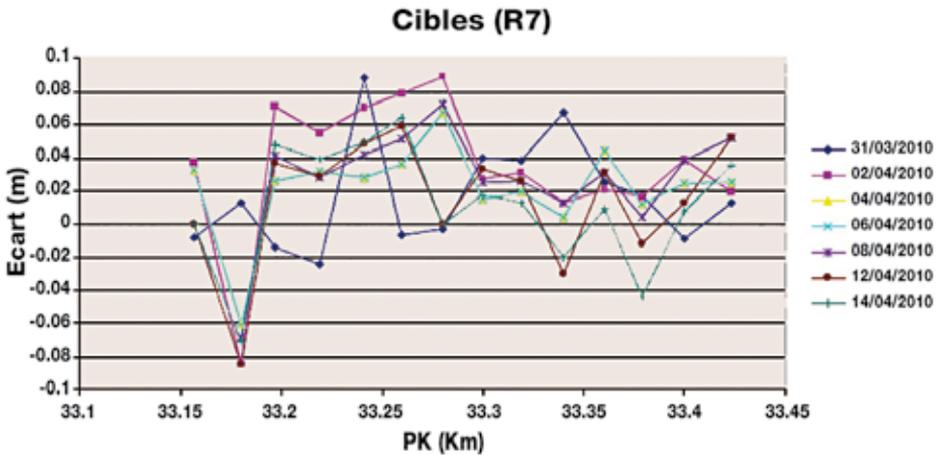
Durant les dernières décennies, cette sismicité correspondait majoritairement à des magnitudes inférieures à 5, excepté le 29 février 1960, date à laquelle eut lieu un tremblement de terre à Agadir de magnitude $M=5,7$ et deux séismes dans l'Anti-Atlas de magnitude $M=5,5$. Il convient de souligner que ces séismes se développent dans les zones où la lithosphère n'est pas épaisse. L'activité tectonique le long de la faille du sud de l'Atlas, preuve de la déformation de la surface quaternaire, suggère la présence d'une sismicité active intraplaque ayant le pouvoir de provoquer d'importants tremblements de terre.

Annexe 2 : Résultats des mesures in-situ

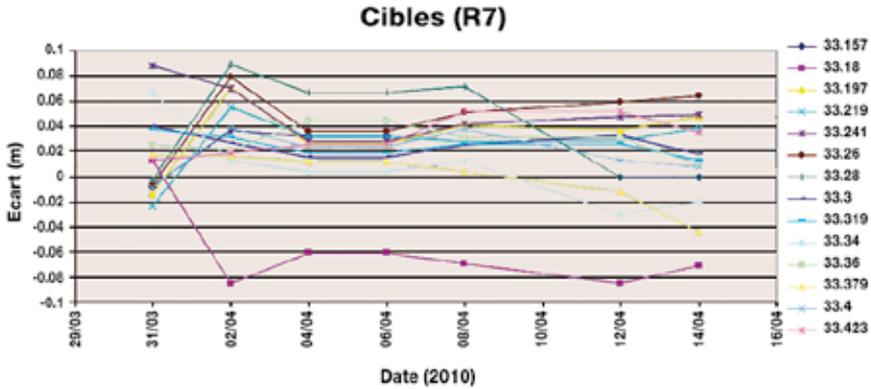
1. Résultats des mesures des cibles



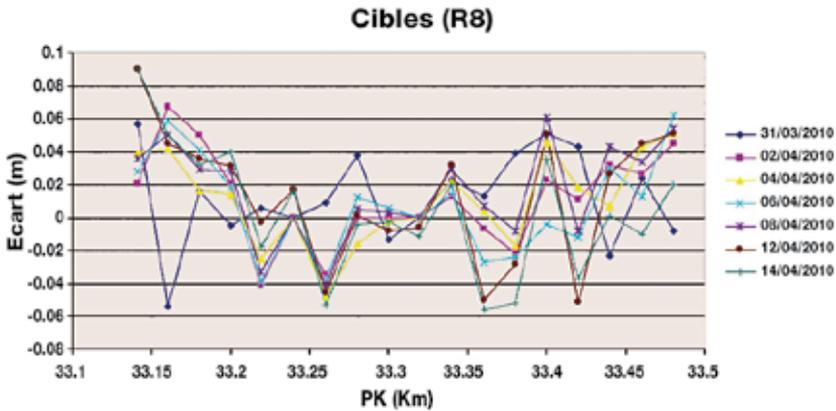
▲ Figure 124 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]



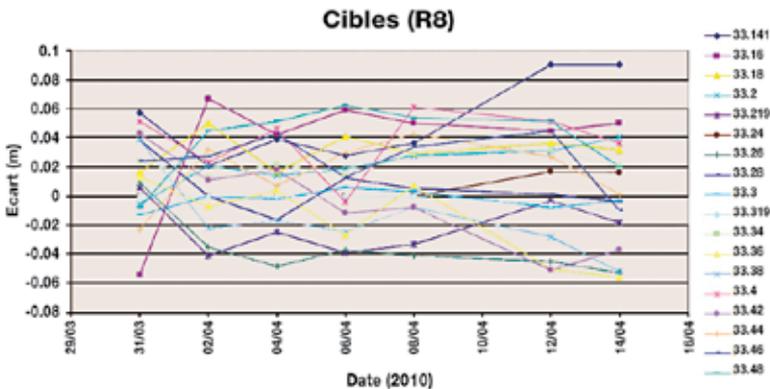
▲ Figure 125 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]



▲ Figure 126 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]

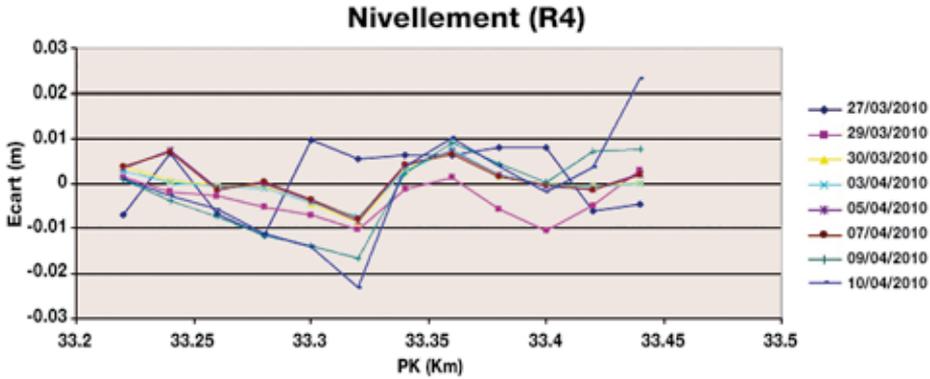


▲ Figure 127 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]

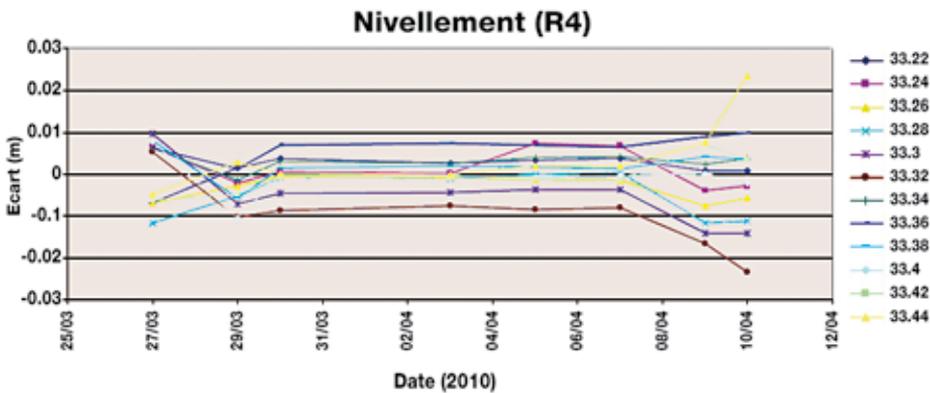


▲ Figure 128 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]

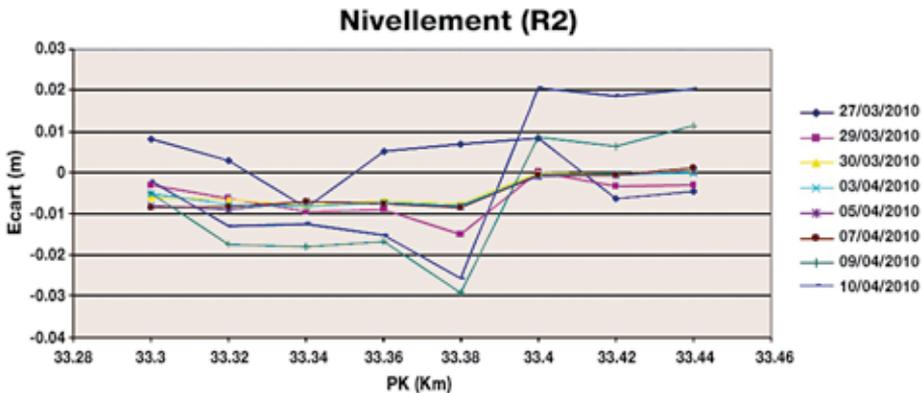
2. Résultats des mesures des nivellement



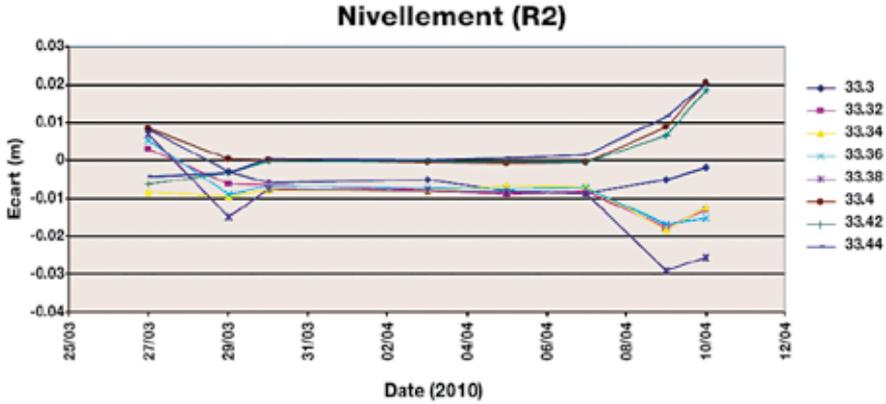
▲ Figure 129 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]



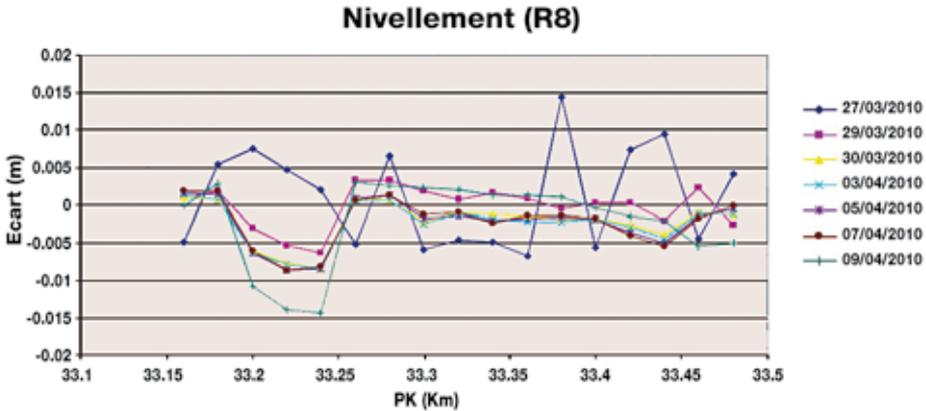
▲ Figure 130 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]



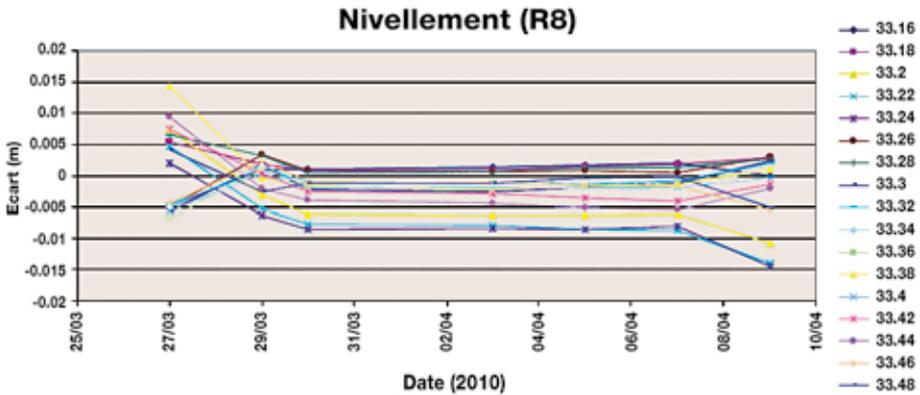
▲ Figure 131 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]



▲ Figure 132 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]

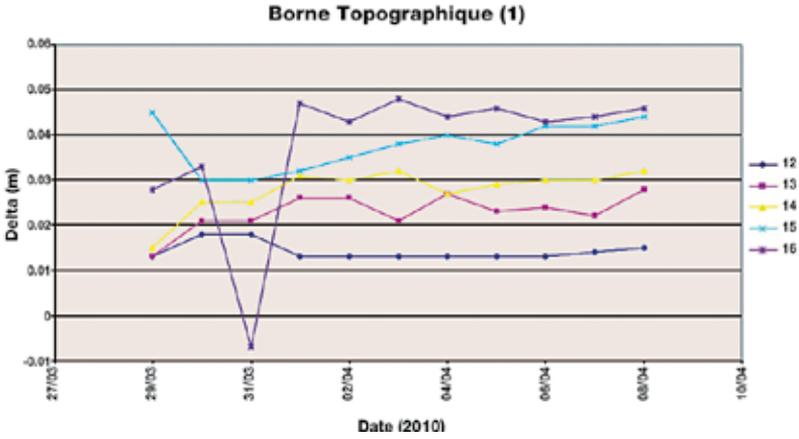


▲ Figure 133 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]

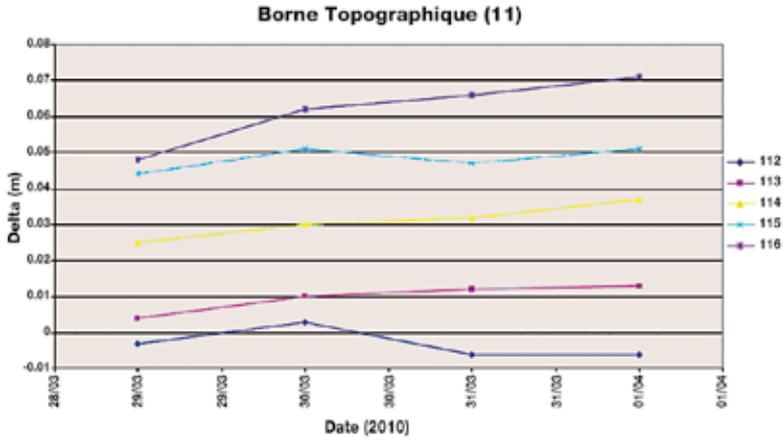


▲ Figure 134 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]

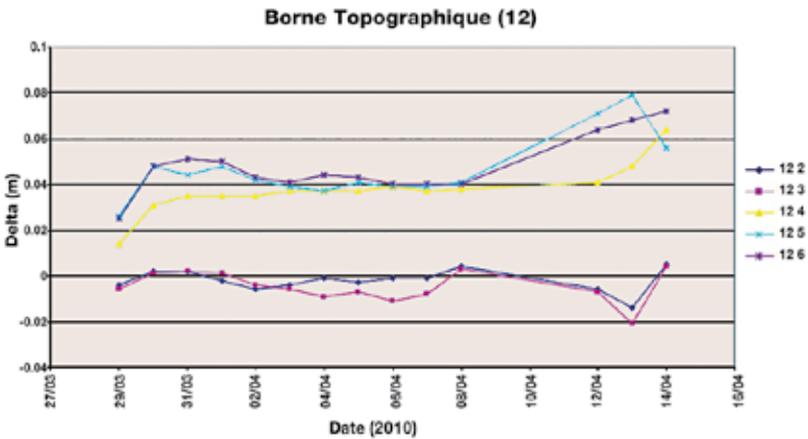
3. Résultats des mesures des piquets



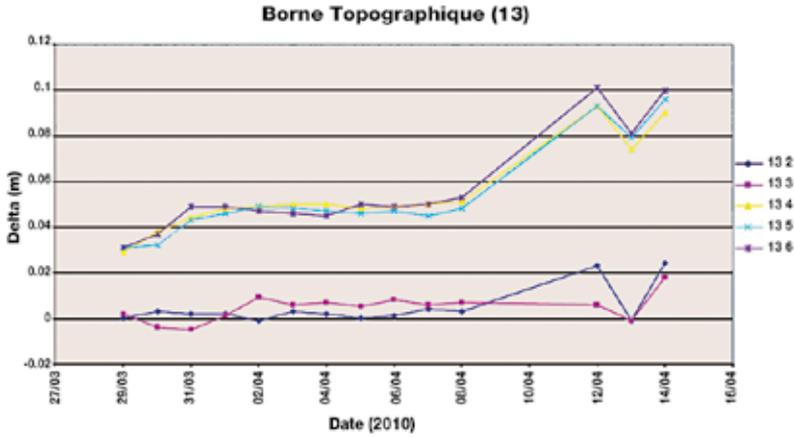
▲ Figure 135 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM]



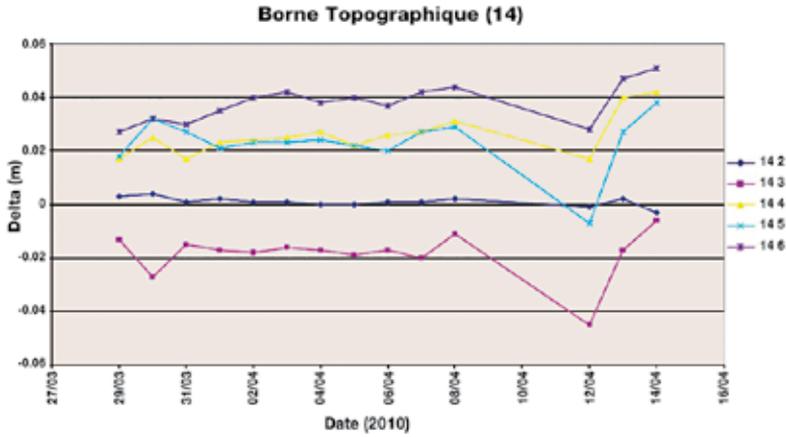
▲ Figure 136 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM]



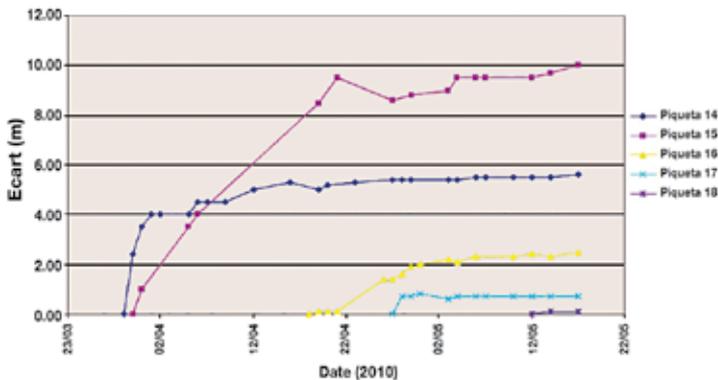
▲ Figure 137 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM]



▲ Figure 138 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM]

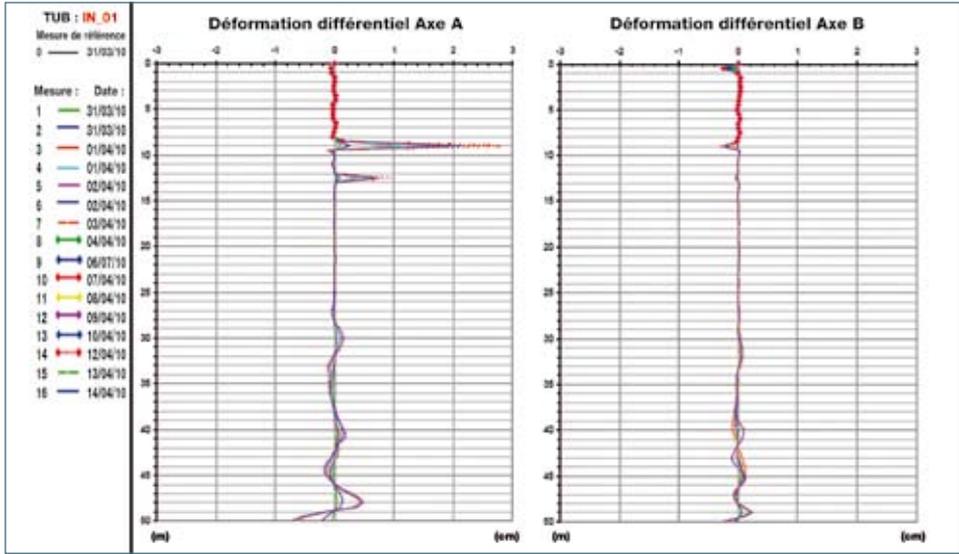


▲ Figure 139 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM]

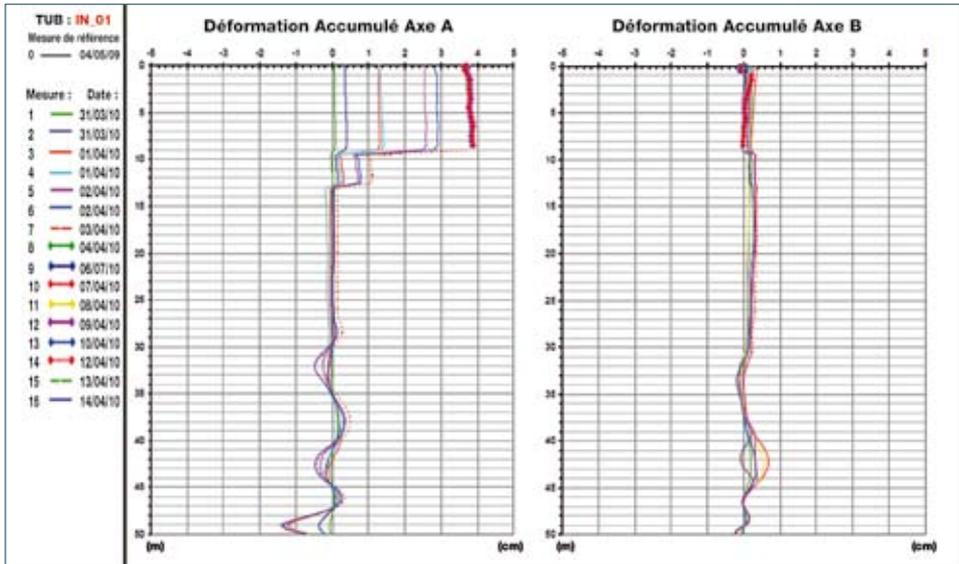


▲ Figure 140 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM]

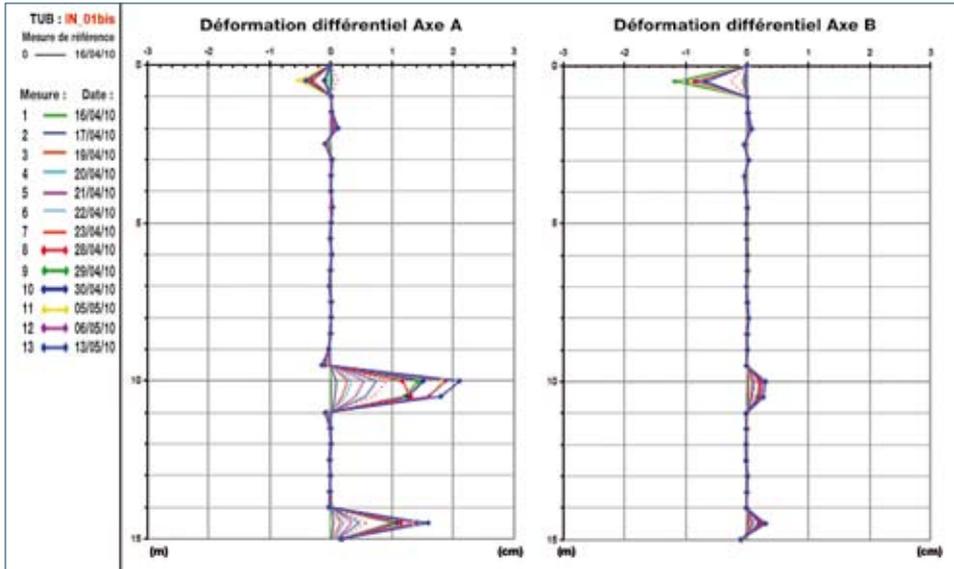
4. Résultats des mesures des inclinomètres



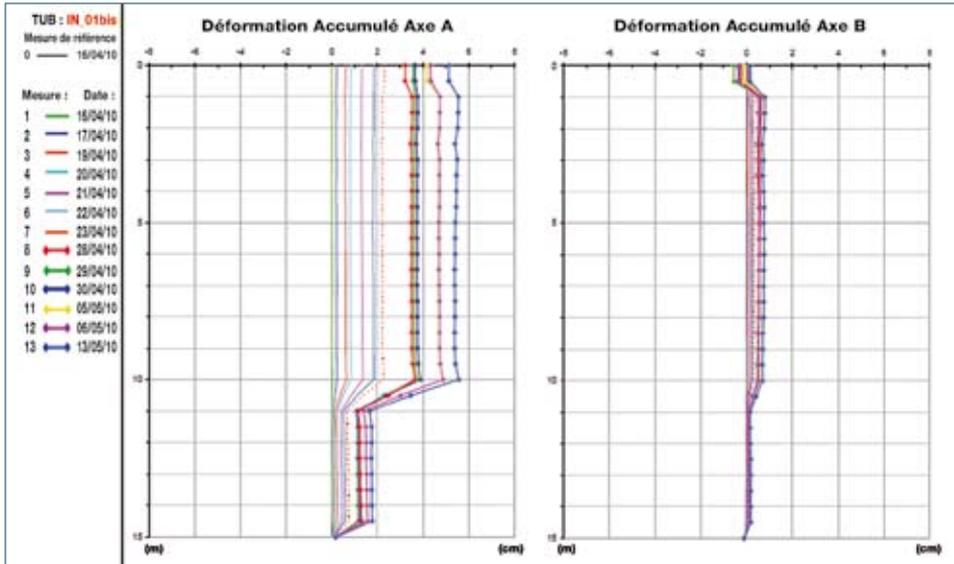
▲ Figure 141 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



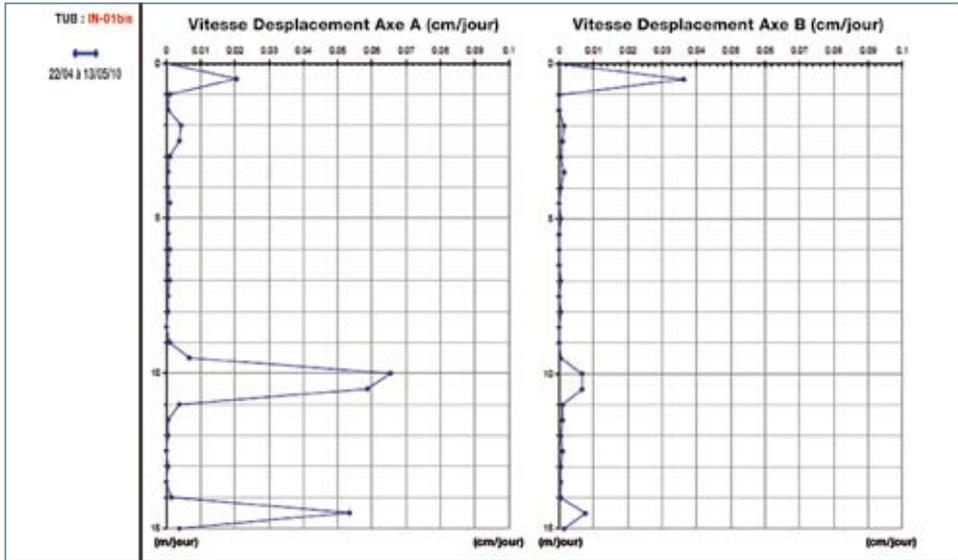
▲ Figure 142 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



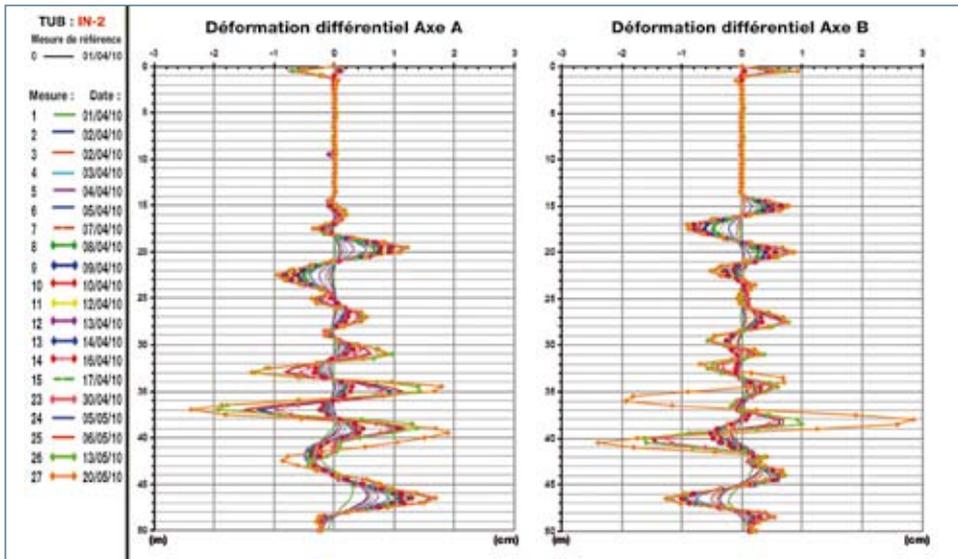
▲ Figure 143 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



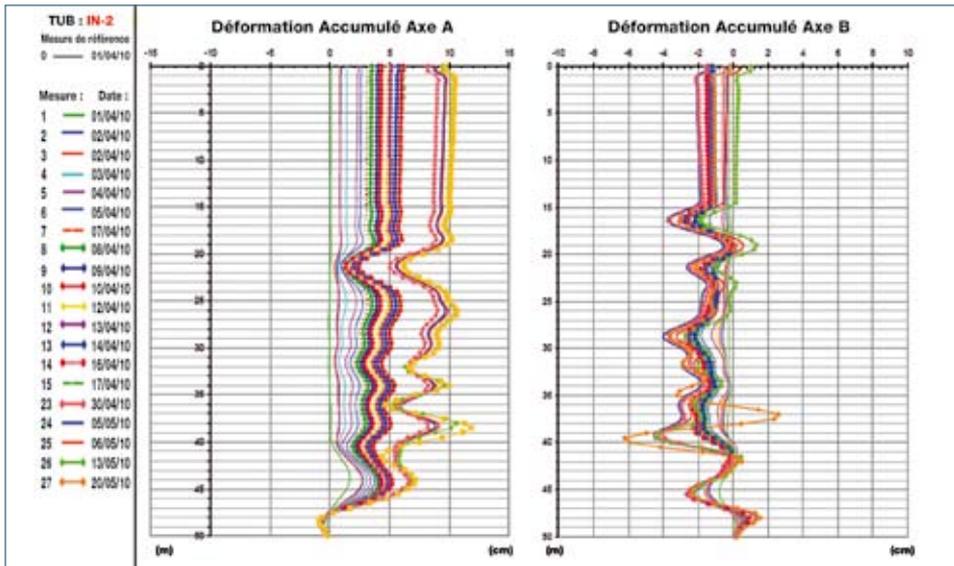
▲ Figure 144 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



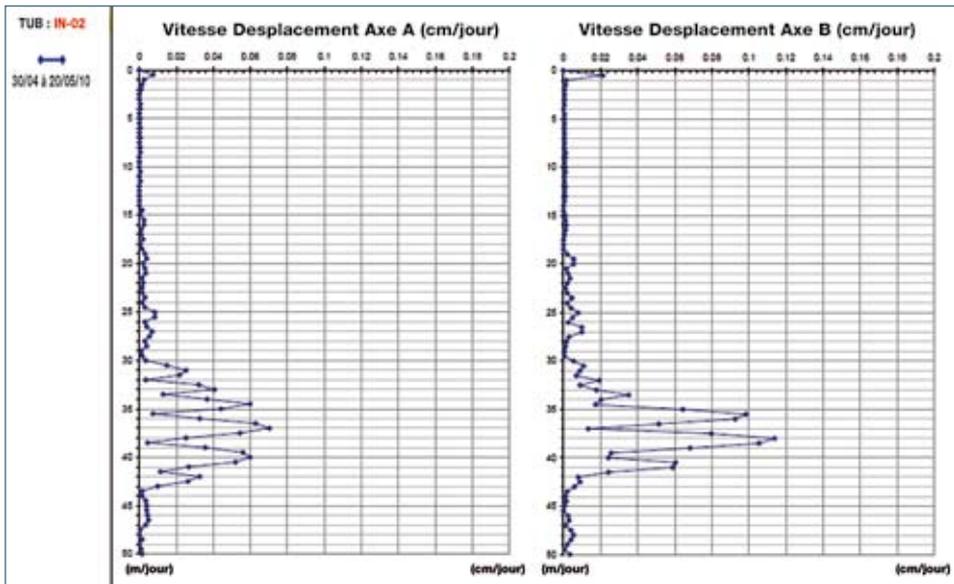
▲ Figure 145 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



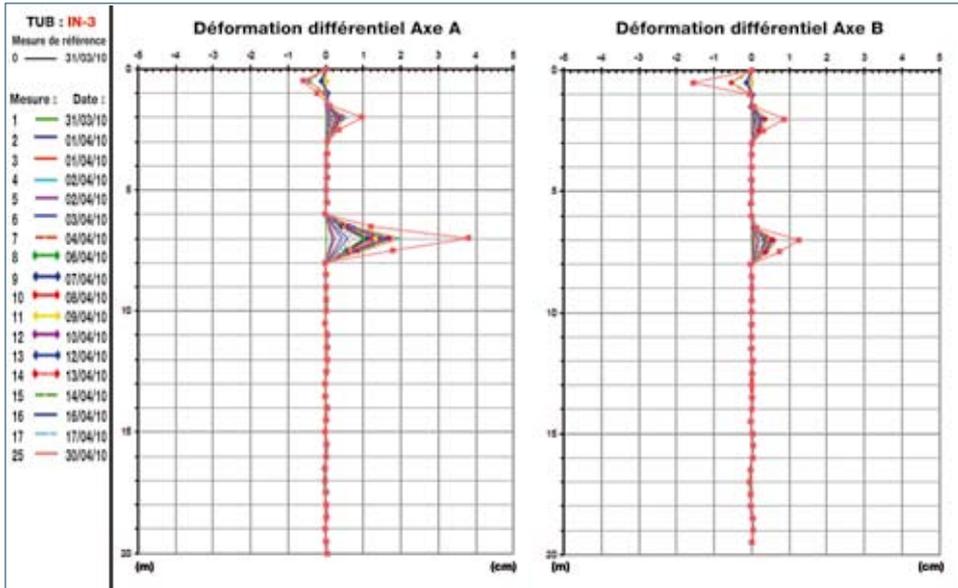
▲ Figure 146 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



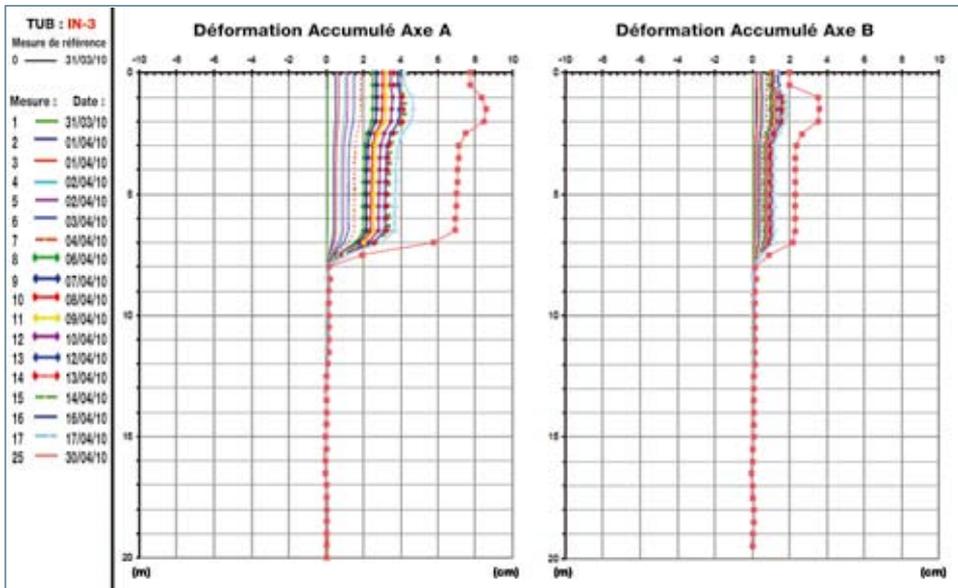
▲ Figure 147 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



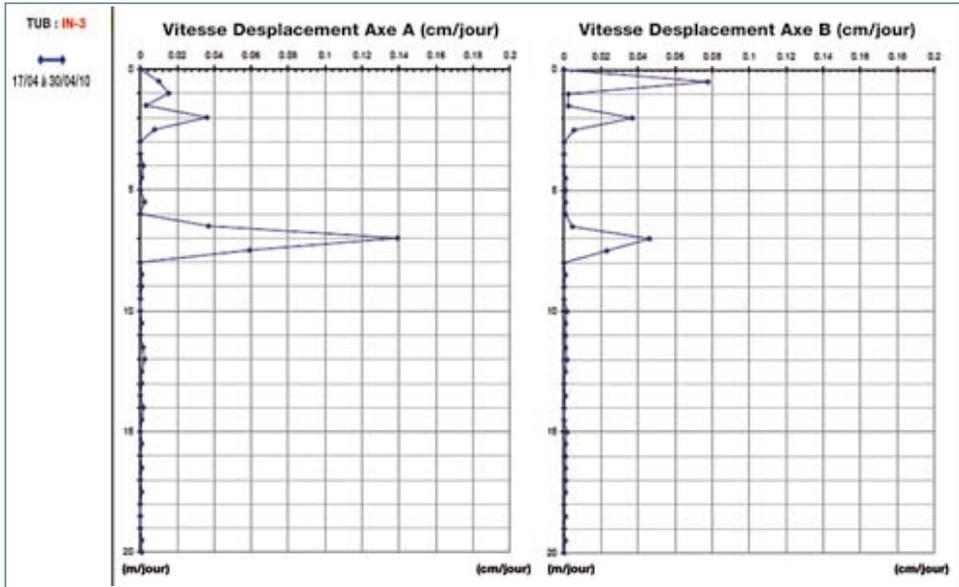
▲ Figure 148 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



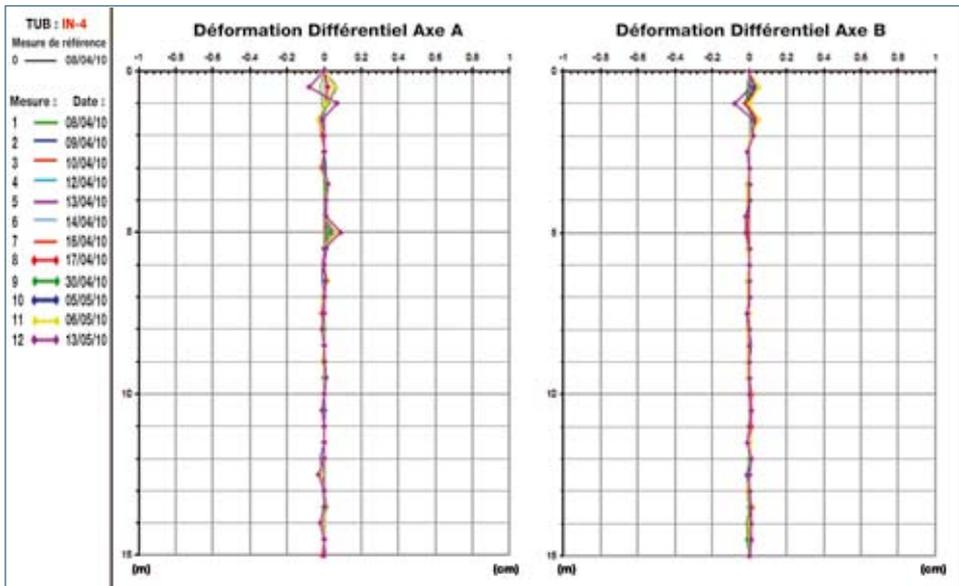
▲ Figure 149 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



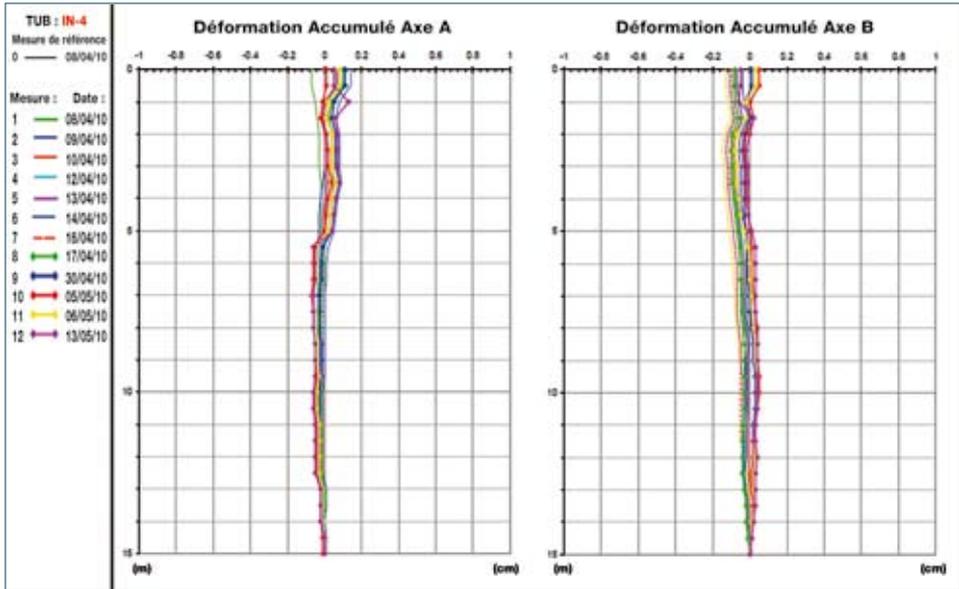
▲ Figure 150 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



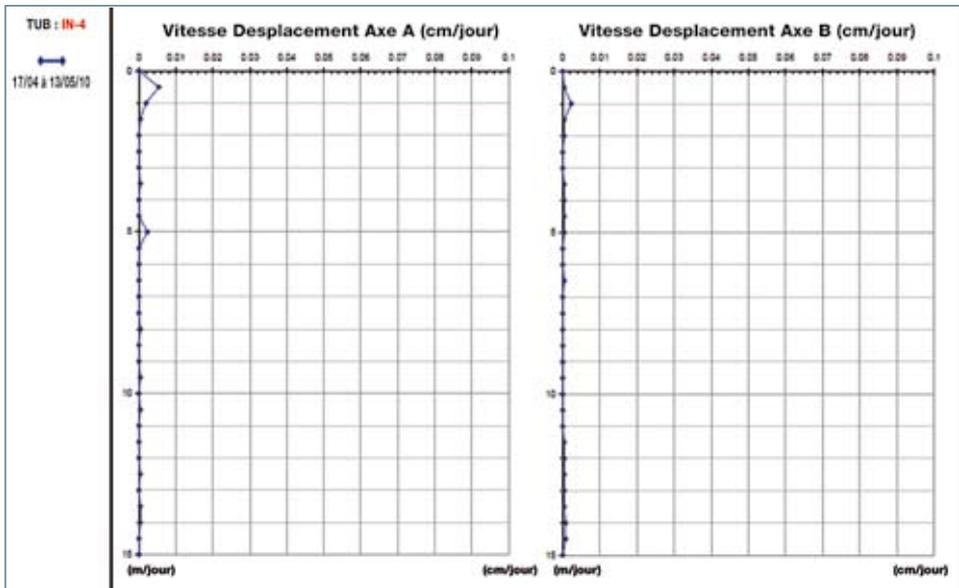
▲ Figure 151 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



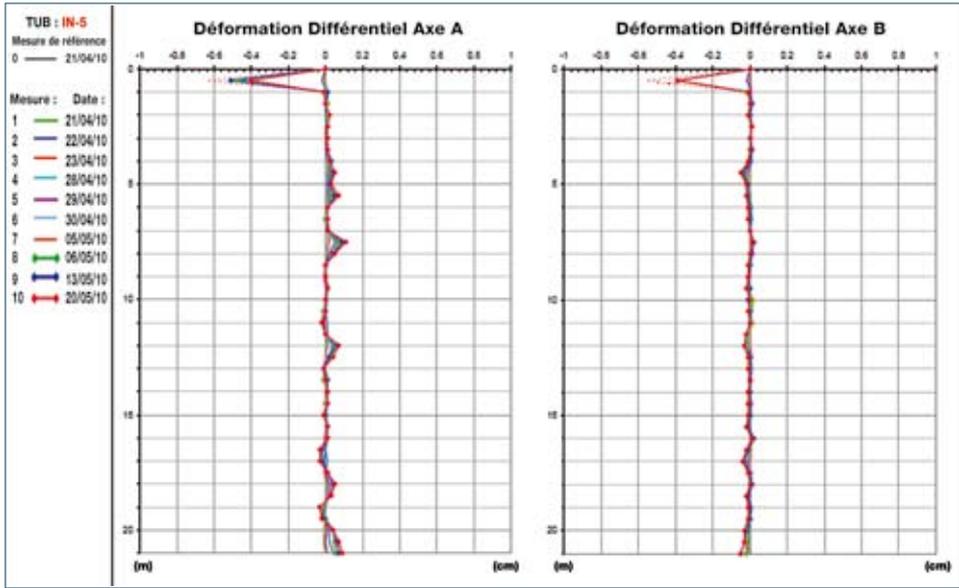
▲ Figure 152 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



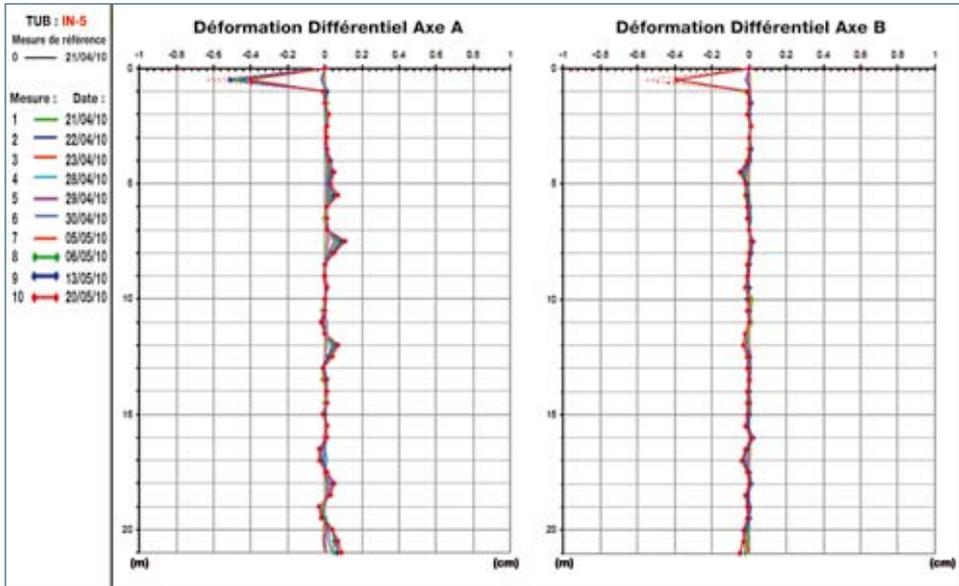
▲ Figure 153 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



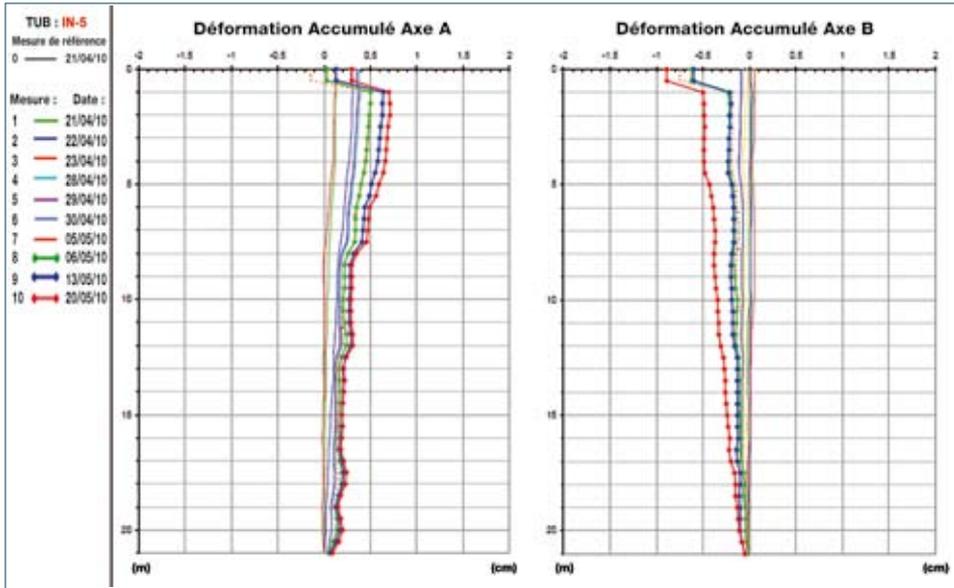
▲ Figure 154 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



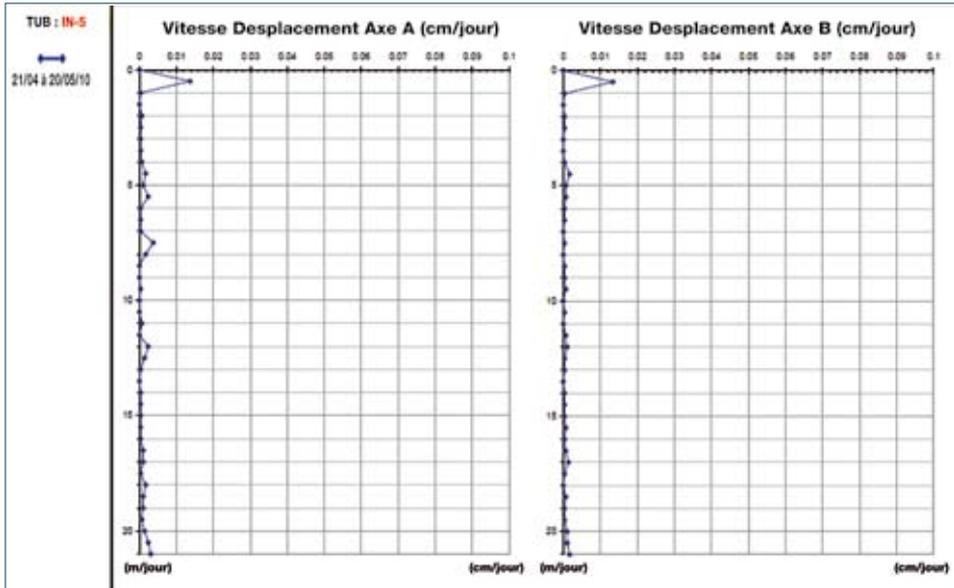
▲ Figure 155 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



▲ Figure 156 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



▲ Figure 157 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]



▲ Figure 158 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM]

Bibliographie

1. Collectif. Manuel de mécanique des roches. Tomes I et II. Ouvrage coordonné par P. Duffaut, CFMR, Presses de l'Ecole des Mines de Paris, 2004
2. Duffaut P. stabilité des barrages et des pentes naturelles. 18ème Congrès des Grands Barrages, Durban, 1994
3. Hantz D. ingénierie des pentes rocheuses naturelles et artificielles. Les techniques de l'Industrie Minérale, n° 10, les progrès dans la maîtrise des mouvements de terrain, 2001
4. Effendiantz L., Guillemain P., Rochet L., Pauly J.-C., Payany M. L'étude spécifique d'aléa lié aux éboulements rocheux. Collection Environnement, les risques naturels, Guide Technique, LCPC, juin 2004
5. Durville J.L. Mécanisme et modèles de comportement des grands mouvements. Bull. Inter. Ass. Engineering Geology, 1992, n°45, pp. 25-42.
6. Anonyme. Rapport de Présentation du PPR de Punaauia. Février 2010. http://www.urbanisme.gov.pf/IMG/html/ep/ppr/PPR/ppr_note_presentation_punaauia.pdf
7. Cojean R. , Durville J-L , Effendiantz L. , Fleurisson J.A. , Goueffon M. , Laigle D. , Laugier P. , Le Mignon G. , Pollet N. , Pothérat P. , Richard D , Thévenin I.. Risques naturels et montagne : Mouvements de terrain et risques hydrologiques associés et induits. Evaluation des méthodes et moyens de prévention et analyse des retours d'investissement. Information préventive, Rapport Final, 2002, 290p, Contrat Fondation MAIF
8. Martins-Campina B. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe). Doctorat de l'Université Bordeaux I, n° 3021, septembre 2005,
9. Garnier C. Risques naturels à la Réunion. Aléas, conséquences et parades. Intégration raisonnée des risques dans l'aménagement du territoire et l'urbanisme. D.D.E de La Réunion. Document BRGM, avril 2010
10. Colas G., Pilot G. Description et classification des glissements de terrains. Bull. Liaison Lab. P. et Ch., n° spécial, 1976, pp. 21-30
11. Collectif. Parades contre les Instabilités rocheuses. Collection Environnement, Les risques naturels. Guide technique, LCPC, 2001

12. Riskydrogeo (anonyme). Risques hydro-géologiques en montagne : parades et surveillance. Projet n°179 (ex n°46) INTERREG III A - ALCOTRA - 2004-2006 – site : <http://www.risknat.org/projets/riskydrogeo/>
13. Whiteside P.G.D. : Discussion on Rockfall protection measures. Conference on rock and excavation engineering in an urban environment, Hong Kong, 1986, pp 490-492.
14. Gervreau E. Étude de l'évolution des versants naturels en mouvement : prévoir, alerter. École Centrale Paris, 1991, 244 p
15. Lebourg Th. Analyse géologique et mécanique de glissement de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux I, n° 2282, novembre 2000
16. Flageolet J.C. Les mouvements de terrain et leur prévention. Masson, Paris.1989, 520p
17. Martins-Campina B. Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe). Thèse de doctorat, université de Bordeaux I, n° 3021, novembre 2005
18. Crozier, M. J. Landslides : causes, consequences and environment. London, Sydney, 1986, 252 p
19. Genois J.-L. Parades contre les instabilités rocheuses. Journée technique « Risque rocheux » –LR Aix en Provence, document CETE, www.cete-méditerranée.fr
20. Malasherbes M. Ile de la Réunion : mise en sécurité de la liaison Saint Denis – la Possession. Journées géotechniques, Castagniers, 29, 30 septembre, 1er octobre 2009, les plénières 2009 du LCPC
21. Bourrier F., Nicot F., Darve F. Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel. Application à la trajectographie des éboulements rocheux. Cemagref, 2005
22. Berthet-Rambaud P. Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction « phénomène-ouvrage », Thèse de Doctorat, 2004, Cemagref – Groupement de Grenoble
23. BESSON L. Les risques naturels en montagne, traitement, prévention, surveillance, Artès Publialp, 1996, 438 p.

24. Berger F., Dorren L. Protection de la viabilité alpine • Rapport final. Document 3 : la contribution du Cemagref
25. Campy M. et Macaire J.J. Géologie des formations superficielles. 1989, Masson
26. Descoedres F., Montani Stoffel S., Boll A., Gerber w., Labiouse V. Rockfalls. 1997
27. Bourrier F. Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel, application à la trajectographie des chutes de blocs. Thèse de l'INPG, 2008
28. Bourrier F., Nicot F., Darve F. Modélisation de l'impact d'un bloc rocheux sur un terrain naturel. Application à la trajectographie des éboulements rocheux. Cemagref, 2005
29. Calvetti F. Distinct Element Evaluation of the rock-fall design load for shelters. Rivista Italiana di geotecnica, 1998, 32-3 : 63-83.
30. Berthet-Rambaud P. Structures rigides soumises aux avalanches et chutes de blocs : modélisation du comportement mécanique et caractérisation de l'interaction « phénomène- ouvrage », Thèse de Doctorat, 2004, Cemagref – Groupement de Grenoble
31. Laouafa S., Nicot F. Modélisation numérique de l'impact d'un bloc rocheux sur un sol composé d'éboulis. Revue Française de Géotechnique, 2003,109 : 87-97
32. Berger F., Dorren L. Protection de la viabilité alpine • Rapport final. Document 3 : la contribution du Cemagref
33. Montana Stoffel S. Sollicitation dynamique de la couverture des galeries de protection lors de chute de blocs. Thèse n° 1899 (1998), LMR, EPFL, Lausanne
34. Whiteside P.G.D. Discussion on rockfall protection measures. Conference on rock and excavation engineering in an urban environment, Hong Kong, 1986, pp 490-492.
35. Duprey Sébastien. Introduction à la caractérisation des massifs rocheux pour la conception des ouvrages au rocher. Document de CETA - Lyon.

Liste des figures

Figure de la couverture : Déblai 15, autoroute Marrakech - Agadir	
Figure 1 : influence du pendage sur le glissement [adapté de Berger et Dorren, Cemagref]	11
Figure 2 : Glissement de la Clapière en France [photo J.L. Durville]	12
Figure 3 : Chute de blocs sur l'autoroute Marrakech – Agadir 2010 au Maroc [Photo ADM]	13
Figure 4 : glissement de la corniche à El Hoceima au Maroc [Photo ADM]	13
Figure 5 : Eboulement sur voie routière [Garnier, 2010]	14
Figure 6 : Excavation dans un site rocheux, notion de pendages amont et aval [M. Sahli]	18
Figure 7 : Chute de blocs depuis le versant Est du massif de la chartreuse [L. Lorier]	19
Figure 8 : Coupe géologique du glissement de La Clapière (Co jean et al. 2002)	20
Figure 9 : Glissement de La Clapière en 1986 [Co jean et al., 2002]	20
Figure 10 : Mont-Granier	20
Figure 11 : coulée de boue sur l'île de Tahaa en avril 1998 [PPR Polynésie, 2010]	21
Figure 12 : coulée de boue	21
Figure 13 : coulée de Lahars	22
Figure 14 : glissements translationnels sur un ou plusieurs familles de plans [Hantz, 2001]	22
Figure 15 : glissement rotationnel (roche à fracturation très dense) ou composé [Hantz, 2001]	23
Figure 16 : basculement de bloc ou de colonne [Colas et Pilot, 1976]	23
Figure 17 : chute par rupture de banc [Hantz, 2001]	23
Figure 18 : Eboulement de la RN1 à la Réunion [Malascrabes, 2009]	23
Figure 19 : chute par détachement de surplomb [Colas et Pilot, 1976]	23
Figure 20 : fluage des sols sous surcharge rocheuse [Colas et Pachou, 1976 in Lebourg, 2000]	24
Figure 21 : Eroulement au pk 14.5 – Tahiti - Punaauia [PPR Polynésie, 2010]	24
Figure 22 : Effondrement de voûtes karstiques [Flageolet, 1989]	24
Figure 23 : Energies des ouvrages de protection contre les instabilités de pentes [Descoedres et al, 1997]	47
Figure 24 : Exemple d'implantation d'un merlon dans une pente avec reprofilage du versant amont (RiskYdrogé)	50
Figure 25 : Exemple de profil en travers d'un merlon avec parement en Pneutex (Guide LCPC, 2001)	50
Figure 26 : exemple du Merlon de Barjac en France (RiskYdrogé)	51
Figure 27 : Exemple de merlon en pneutex sur la N90 en France (RiskYdrogé)	51
Figure 28 : merlon et filets contre les chutes de blocs, dans la Commune de LUMBIN en ISERE	52
Figure 29 : Abaque pour le dimensionnement d'une fosse de réception (Whiteside, 1986)	53
Figure 30 : Fosse de réception aménagée en pied de falaise sur la RN dans l'île de la Réunion (RiskYdrogé)	53
Figure 31 : déviateurs de trajectoire de type tourne et étrave (Guide LCPC, 2001)	54
Figure 32 : écran à structure souple (gauche) et rigide en gabions (à droite) [Genois, CETE]	56
Figure 33 : grillage comme barrière fixe [Genois, CETE]	57
Figure 34 : exemple de fixation d'un grillage passif [Génois, CETE]	57
Figure 35 : mise en place de nappes de grillage [Malascrabes, 2009]	59
Figure 36 : détail d'une ligne d'amarrage d'une nappe de grillage [Malascrabes, 2009]	59
Figure 37 : rouleaux de grillage [Malascrabes, 2009]	60
Figure 38 : ouvrage à filets plaqués [Malascrabes, 2009]	60
Figure 39 : filet de protection déformable [RiskYdrogeo]	61
Figure 40 : filet de protection déformable [Genois, CETE]	61
Figure 41 : écrans à filets dynamiques [ADM, 2010]	62
Figure 42 : grillage pendu simple et sur poteaux [Génois, CETE]	64

Figure 43 : déflecteurs à filets pendus en fonction [Malascrabes, 2009]	64
Figure 44 : Mise en place d'ouvrages déflecteurs (poteaux et haubans) [Malascrabes, 2009].....	64
Figure 45 : mécanisme de protection d'une galerie [RiskYdrogeo].....	65
Figure 46 : Principe d'une galerie usuelle [RiskYdrogeo]	66
Figure 47 : galerie de protection passive [Genois, CETE].....	66
Figure 48 : Principe d'une galerie en console [RiskYdrogeo].....	67
Figure 49 : Principe d'une galerie en voûte exécutée en tranchée ouverte [RiskYdrogeo]	67
Figure 50 : galerie de protection en voûte qui prolonge un tunnel [Genois, CETE].....	68
Figure 51 : système de galerie breveté par la société Tensiter®	68
Figure 52 : exemples de soutènements actifs [RiskYdrogeo].....	70
Figure 53 : Exemple de stabilisation de masse rocheuse par pilier	71
Figure 54 : Exemple de soutènements par contreforts en béton armé	71
Figure 55 : Types d'interventions de confortement [RiskYdrogeo].....	71
Figure 56 : ancrages passifs (à gauche) ou actifs (au centre) avec un exemple de disposition sur site (à droite) [Genois, CETE]	71
Figure 57 : béton projeté et mur de protection contre l'érosion [Genois, CETE]	72
Figure 58 : filets PVC plaqués [RiskYdrogeo].....	73
Figure 59 : grillage derrière les filets plaqués [RiskYdrogeo].....	73
Figure 60 : grillage plaqué [Genois, CETE].....	74
Figure 61 : Schéma de stabilisation de paroi par plaquage de filets de grillage [Granier, 2010]	74
Figure 62 : purge d'un éboulement sur voie de circulation [Génois, CETE].....	76
Figure 63 : Reprofilage de la pente naturelle d'un massif instable [Granier, 2010].....	77
Figure 64 : modes de dissipation de l'énergie d'un bloc par un arbre [RiskYdrogeo, Cemagref]	79
Figure 65 : Bloc de 0,4 m ³ arrêté par une cépée de hêtres [RiskYdrogeo].....	79
Figure 66 : Bloc de 1 m ³ arrêté par un épicéa de diamètre 50 cm [RiskYdrogeo]	80
Figure 67 : Bloc de 5 m ³ arrêté par un épicéa de diamètre 60 cm [RiskYdrogeo]	80
Figure 68 : tranchée laissée dans la forêt par des gros blocs très énergétiques [RiskYdrogeo].....	80
Figure 69 : altération granitique en boules sous végétation (naturelle)	81
Figure 70 : Talus revégétalisé et protégé par un grillage. [Cemagref]	81
Figure 71 : schéma de technique de semis sur grillage (RN 90 près d'Aime en Savoie). [Cemagref]	82
Figure 72 : Géotextile (toile de jute) posé avant revégétalisation. [Cemagref].....	82
Figure 73 : Evacuation des eaux superficielles le long d'une paroi rocheuse (RN 205 à Servoz, Haute-Savoie).....	85
Figure 74 : drainage subhorizontal profond [Granier, 2010]	87
Figure 75 : Galerie drainante [RiskYdrogeo]	87
Figure 76 : Types d'éperons drainants [RiskYdrogeo]	89
Figure 77 : puits drainant [RiskYdrogeo].....	89
Figure 78 : Puits drainant en réalisation à l'endroit de l'éboulement du Belvédère de Gimillian, vallée d'Aoste [RiskYdrogeo]	89
Figure 79 : paroi drainante [RiskYdrogeo].....	91
Figure 80 : Association de drains subhorizontaux avec les puits drainants [RiskYdrogeo].....	91
Figure 81 : Aménagement d'une pente avec techniques de confortement et drainages profonds [RiskYdrogeo].....	91
Figure 82 : systèmes de drains associés à un soutènement par ancrages [Genois, CETE].....	92
Figure 83 : Tracé autoroutier incluant le déblai D15 [ADM]	93
Figure 84 : Situation du déblai D15 sur le tracé autoroutier [Photo ADM]	93
Figure 85 : Déblai D15 - Glissement nord (mars 2010) [Photos ADM].....	94
Figure 86 : Déblai D15 – ligne de glissement dont la fissure traverse le replat (mars 2010) [Photos ADM]	94
Figure 87 : Déblai D15 – Glissement sud (mars 2010) [Photos ADM].....	94
Figure 88 : Structures géologiques du site du déblai D15 [ADM].....	96

Figure 89 : Détail du plan donnant la structure géologique du site du déblai D15 [ADM]	96
Figure 90 : Série gréseuse fracturée du massif constitutif du déblai D15 [photo ADM]	97
Figure 91 : Série argileuse du massif constitutif du déblai D15 [photo ADM]	97
Figure 92 : plans de stratification de la série gréseuse de la zone nord du déblai D15 [photo ADM]	98
Figure 93 : discontinuités du massif constitutif au sud du déblai D15 [photo ADM]	98
Figure 94 : Plans des 3 familles de fissuration du massif constitutif du déblai D15	99
Figure 95 : Détail de fracturation sur le déblai nord (20-mars-10).	99
Figure 96 : État du déblai D15 le 23 mars 2010 [photo ADM]	100
Figure 97: Couronnement de la montagne sur laquelle est effectué le déblai D15 (22-mars-10) [photo ADM]	102
Figure 98 : Accumulation des eaux de pluie au niveau du couronnement de la montagne sur laquelle est effectué le déblai D15 (22-mars-10) [photo ADM]	102
Figure 99 : apparition d'eau au pied du déblai D15 vers son extrémité nord (05-avr-2010) [photo ADM]	103
Figure 100 : Plan topographique de la situation à l'échelle 1/1500 [ADM]	104
Figure 101 : Plan topographique complémentaire à l'échelle 1/1500 [ADM]	104
Figure 102 : carte de situation des cibles [ADM]	105
Figure 103 : carte de situation des points de nivellement topographique [ADM]	106
Figure 104 : principe du fissuromètre	106
Figure 105 : carte de situation des fissuromètres [ADM]	106
Figure 106 : carte de situation des piquets [ADM]	107
Figure 107 : carte de situation des inclinomètres [ADM]	107
Figure 108 : situation globale des instruments d'auscultation [ADM]	108
Figure 109 : situation approximative des plans de glissement [ADM]	108
Figure 110 : courbes de mesures au fissuromètre dans le déblai D15 [ADM]	109
Figure 111 : position, magnitude et direction du mouvement du terrain des inclinomètres [ADM]	110
Figure 112 : Schéma de rupture de la zone Sud du déblai D15 [ADM]	113
Figure 113 : Eléments à l'origine de la rupture de la zone Sud du déblai D15 [ADM]	113
Figure 114 : Zones potentiellement instables en couronnement du déblai D15 sud [ADM]	114
Figure 115 : Ligne de glissement Sud et limite d'instabilité potentielle vers le haut du déblai D15 [ADM]	114
Figure 116 : Phases de gestion de risque d'instabilité sur le site du déblai D15	118
Figure 117 : Schéma de situation des zones et des instruments d'auscultation [ADM]	119
Figure 118 : confortement de la zone sud du déblai D15 [ADM]	123
Figure 119 : confortement de la zone sud du déblai D15 [ADM]	123
Figure 120 : confortement de la zone nord du déblai D15 [ADM]	125
Figure 121 : Extension des affleurements paléozoïques et du Précambrien au Maroc (Nord du pays) [Piqué et Richard, 1989]	130
Figure 122 : Unités géologiques de la zone de l'autoroute Marrakech – Agadir (ADM)	133
Figure 123 : sismicité du Maroc	134
Figure 124 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]	135
Figure 125 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]	135
Figure 126 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]	136
Figure 127 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]	136
Figure 128 : courbes de mesures effectuées par des cibles dans le déblai D15 [ADM]	136
Figure 129 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]	137
Figure 130 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]	137
Figure 131 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]	137
Figure 132 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]	138
Figure 133 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]	138
Figure 134 : courbes de mesures topographiques dans le déblai D15 [ADM]	138

Figure 135 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM] 139

Figure 136 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM] 139

Figure 137 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM] 139

Figure 138 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM] 140

Figure 139 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM] 140

Figure 140 : courbes des déplacements des piquets dans le déblai D15 [ADM] 140

Figure 141 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 141

Figure 142 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 141

Figure 143 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 142

Figure 144 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 142

Figure 145 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 143

Figure 146 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 143

Figure 147 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 144

Figure 148 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 144

Figure 149 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 145

Figure 150 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 145

Figure 151 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 146

Figure 152 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 146

Figure 153 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 147

Figure 154 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 147

Figure 155 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 148

Figure 156 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 148

Figure 157 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 149

Figure 158 : courbes des déplacements des inclinomètres en fonction de la profondeur [ADM] 149

Liste des tableaux

Tableau 1 : Classement des éboulements en fonction de leur volume [Berger et Dorren, Cemagref]	10
Tableau 2 : causes possibles des instabilités [Flageolet, 1989]	25
Tableau 3 : facteurs déclenchants des glissements de terrain [Gervreau, 1991]	26
Tableau 4 : classes d'instabilités du Guide LCPC.....	40
Tableau 5 : Probabilité d'occurrence de la rupture dans le Guide LCPC.....	41
Tableau 6 : durée de stabilité avant rupture dans le Guide LCPC.....	41
Tableau 7 : Vitesses des mouvements de terrain [Crozier, 1986].....	43
Tableau 8 : modèle d'évaluation de l'aléa résultant par compartiment.....	45
Tableau 9 : caractéristiques d'identification et mécaniques des terrains du déblai D15.....	99
Tableau 10 : estimation des volumes à décaper en fonction de la profondeur.....	101
Tableau 11 : Profondeur d'installation des inclinomètres et mouvements maxima détectés	108
Tableau 12 : fréquence de lecture des mesures d'auscultation en fonction de la vitesse de glissement en phase 1.....	116
Tableau 13 : fréquence de lecture des mesures d'auscultation en fonction de la vitesse de glissement en phase 2.....	117
Tableau 14 : fréquence de lecture des mesures d'auscultation en fonction de la vitesse de glissement en phase 3.....	117
Tableau 15 : Poids volumiques des matériaux de remplissages de l'espace libre situé entre le terrain et les tubes inclinométriques	120
Tableau 16 : programme de soutènement par ancrages passifs de la paroi Nord du déblai.....	124
Tableau 17 : vitesse limite d'entraînement des matériaux de surface.....	126

Société Nationale des Autoroutes du Maroc

BP 6526, Hay Ryad • Rabat • Maroc • Tél. 05 37 57 97 00 • Fax 05 37 71 10 59
www.adm.co.ma

www.GenieCivilPDF.com

■ Résumé

L'objet de cet ouvrage, dans cette première édition, est de proposer une synthèse sur le thème des instabilités rocheuses, illustré par un cas pratique de glissement rocheux.

Il traite des pentes naturelles (flancs de collines, plateaux et montagnes, versants de vallées, etc.) et des pentes anthropiques façonnées lors des travaux (carrières, mines à ciel ouvert, traversée de reliefs par un tracé routier, porte d'accès d'un tunnel, etc.). Les pentes de remblais et les ouvrages de génie civil (digues, talus de fondations, etc.) ne relèvent pas de la mécanique des roches et ne sont pas évoquées ici.

L'ouvrage aborde, compte tenu des connaissances actuelles dans le domaine, l'identification des instabilités des pentes rocheuses, en fonction de la nature ainsi que des paramètres physiques et mécaniques du massif instable.

En s'appuyant sur divers exemples et cas pratiques, l'ouvrage rappelle tout d'abord les concepts essentiels de la stabilité des massifs rocheux, et dresse ensuite un panorama des développements qui contribuent aux pratiques actuelles en matière de stabilisation des pentes rocheuses.

Cet ouvrage comporte aussi un cas pratique de glissement rocheux au Maroc : le déblai D15 du tronçon Argana – Imintanoute, sur le tracé de l'autoroute Marrakech-Agadir.

La gestion des instabilités rocheuses, depuis l'étude d'identification à la réalisation de l'ouvrage de protection est évoquée. En espérant que ce document aidera les géotechniciens, les ingénieurs et tous ceux qui s'intéressent à la stabilité des massifs rocheux à imaginer des solutions de confortement adaptées en tant que parades aux instabilités des sites étudiés..

Sahli M. & Derradji A., auteurs