

École polytechnique de Louvain

Estimation de l'impact de la saturation sur la durée de vie des structures routières

Auteur: **Simon GUERLOT**

Promoteurs: **Colette GRÉGOIRE, Hadrien RATTEZ**

Lecteurs: **Pierre BUELENS, Guillaume FLOOD-PAGE, Mohamed OUALMAKRAN**

Année académique 2025–2026

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Ce mémoire résulte d'un travail personnel enrichissant et captivant. Toutefois, il n'aurait pas été possible sans l'aide de certaines personnes que je tiens à remercier.

À commencer par Hadrien Rattez et Colette Grégoire, mes promoteurs, qui ont su apaiser mes inquiétudes concernant le contenu de ce travail et dont les conseils m'ont guidé vers une problématique très intéressante.

Merci aussi aux intervenants et à leur contribution cruciale lors des réunions, celles-ci m'ont été d'une grande aide dans le développement de ce travail. Leur temps est précieux, et celui qu'ils m'ont consacré l'est particulièrement pour moi.

Enfin, un grand merci aux amis qui m'ont soutenu durant cette longue période de rédaction et qui m'ont accompagné par leurs encouragements. Ce travail vous appartient un peu.

Abstract

Les changements climatiques récents, marqués par l'augmentation des épisodes pluvieux extrêmes, soulignent l'importance de mieux comprendre le comportement hydrique des chaussées. Ce travail vise à évaluer et quantifier l'influence de la présence d'eau dans les différentes couches constitutives d'une voirie sur sa portance, en mettant l'accent sur des sols faiblement perméables. Pour ce faire, l'infiltration des eaux pluviales est modélisée en 1D à l'aide de l'équation de Richards et du modèle de Van Genuchten via le logiciel *MOOSE Framework*, en tenant compte des propriétés des matériaux, des précipitations et des conditions initiales de saturation. Les résultats de simulation démontrent que l'eau s'infiltre rapidement dans les couches supérieures et atteint progressivement le fond de coffre mal drainé, entraînant une réduction notable de portance de certains matériaux. En particulier, l'augmentation de la saturation dans un fond de coffre très peu perméables accroît sa fragilité. La capacité de portance globale de la structure en est ainsi réduite, et ce particulièrement lors d'épisodes pluvieux intenses. Ces effets, évalués via le logiciel *Qualidim* pour estimer la durée de vie de la voirie, démontrent que négliger l'infiltration peut sous-évaluer fortement la dégradation potentielle de l'ouvrage. Les méthodes traditionnelles de dimensionnement routier (souvent fondées sur l'hypothèse d'ouvrages imperméables) doivent évoluer en intégrant les effets dus à la présence d'eau. En particulier, la conception des chaussées devrait être optimisée pour compenser les pertes de portance prévisibles. Ainsi, une prise en compte des phénomènes d'infiltration s'avère essentielle pour accroître la durabilité des infrastructures routières face aux phénomènes environnementaux futurs.

Mots-clés : structures routières, infiltration, perméabilité, équation de Richards, modèle de Van Genuchten, portance, modélisation numérique, durée de vie, durabilité

Table des matières

1	Plan et objectifs	3
1.1	Introduction	3
1.2	Étapes et finalités du travail	4
2	Contexte	5
2.1	La construction routière	5
2.2	La structure d'une chaussée et son fonctionnement	5
2.2.1	Structures infiltrantes	6
2.2.2	Fond de coffre	7
2.2.3	Sous-fondation	7
2.2.4	Fondation	8
2.2.5	Revêtement	8
2.3	Dimensionnement des voiries	8
2.4	Problématique des baisses de portance liées aux conditions hydriques	9
3	Revue de la littérature - Étude des matériaux granulaires non saturés	10
3.1	Introduction aux sols non saturés	10
3.2	Tension de surface	11
3.3	Capillarité	12
3.4	Courbes de rétention d'eau	13
3.4.1	Expressions analytiques	14
3.4.2	Paramètres influents	15
3.5	Equation de Richards	16
3.6	Conductivité hydraulique et perméabilité	17
3.7	Saturation	17
3.8	Estimation des modules	18
3.9	Mécanismes d'infiltration et de drainage	19
4	Paramétrisation et calibration du modèle numérique	21
4.1	Temporalité des précipitations	21
4.2	Données de précipitations	21
4.3	Structures routières étudiées	23
4.4	Paramètres du modèle	24
4.4.1	Revêtement	25
4.4.2	Fondation	26
4.4.3	Sous-fondation	26
4.4.4	Sol en place	27
4.4.5	Tables récapitulatives	27
5	Simulations	29
5.1	Courbes de rétention d'eau	29
5.2	Cas 1A : infiltration par le revêtement - pluie annuelle saisonnière	30
5.2.1	Impact des conditions initiales - circulation hydrique	30
5.2.2	Circulation hydrique	32
5.2.3	Portance de la structure routière	37
5.3	Cas 1B : infiltration par le revêtement - pluie de 30 jours	39
5.3.1	Circulation hydrique	39
5.3.2	Portance de la structure routière	43
5.4	Cas 1C : infiltration par le revêtement - pluie de 1 jour	45
5.4.1	Circulation hydrique	45
5.4.2	Portance de la structure routière	47

5.5	Cas 1D : infiltration par le revêtement - pluie de 10 minutes	48
5.5.1	Circulation hydrique	48
5.5.2	Portance de la structure routière	50
6	Durée de vie de la voirie - Qualidim	52
6.1	Trafic	52
6.2	Climat	53
6.3	Géométrie de la voirie	54
6.4	Résultats	55
7	Lien avec la conception routière	57
7.1	Validité et limites des modèles utilisés	57
7.2	Recommandations pour les recherches futures	58
8	Conclusion	59
	Appendices	63
A	Résultats simulations	63
A.1	Cas 2A - structure imperméable - pluie annuelle saisonnière	63
A.1.1	Circulation hydrique	63
A.1.2	Portance de la structure routière	65
A.2	Cas 2B - structure imperméable - pluie de 30 jours	66
A.2.1	Circulation hydrique	66
A.2.2	Portance de la structure routière	68
A.3	Qualidim - résultats supplémentaires	69

1 Plan et objectifs

1.1 Introduction

La portance du sol support et des multiples couches d'une structure routière joue un rôle déterminant dans la durabilité des chaussées, celle-ci est définie comme l'aptitude d'une structure (sol, couche routière) à résister aux charges qui lui sont appliquées (cfr [43]). Une portance ne répondant pas aux exigences imposées implique des tassements excessifs et des déformations permanentes telles que l'orniérage ou la fissuration et, ces phénomènes de fatigue sont amplifiés sous la répétition des charges de trafic. En supposant une mise en œuvre conforme, les mécanismes de dégradation sont majoritairement liés au trafic et à la résistance du support sous-jacent. Ces raisons font qu'une portance trop faible conduit à une réduction de la durée de vie des ouvrages.

En diminuant la succion (ce phénomène physique sera discuté plus en détails dans la section 3), la saturation en eau (pluie, nappe phréatique) altère de manière directe le comportement mécanique des matériaux non liés qui composent la structure d'une chaussée. Un sol granulaire aura donc tendance à avoir une déformabilité plus importante en raison de cette réduction de la succion. Des essais montrent qu'un sol sec en comparaison avec un sol saturé aura un module nettement supérieur (source : *CRR*). Le corollaire est donc que la portance sera également supérieure.

Un aspect intéressant à noter est qu'en Belgique, le contrôle des exigences de compactage de différentes couches de la structure routière est réalisé après la mise en œuvre. Aucune imposition sur la teneur en eau de la couche concernée n'est imposée. Si l'on considère qu'un ouvrage peut subir des variations de contenu hydrique, cela a pour conséquence de rendre l'essai pas nécessairement représentatif sur l'ensemble de sa durée de vie. Cette méthode de contrôle est probablement due au fait qu'initialement on considérait les structures routières comme étant imperméables et que leur teneurs en eau ne variaient pas. Dès lors, on peut se demander si les méthodes actuelles de dimensionnement routier prennent suffisamment en compte les variations hydriques, notamment celles du sol en place. De plus, les changements climatiques récents et les projections des changements futurs demandent de revoir ce qui avait été établi précédemment. Notamment l'augmentation des apports hydriques induits par une augmentation de la fréquence et de l'intensité des événements pluvieux extrêmes, comme souligné dans le document [10]. Outre les événements extrêmes, ce sont les précipitations annuelles qui sont sujettes à de nettes augmentations dans les décennies à venir, comme l'illustre la Figure 1. Il est nécessaire d'adapter les constructions routières de manière à anticiper ces changements futurs et permettre un stockage supplémentaire pour l'eau.

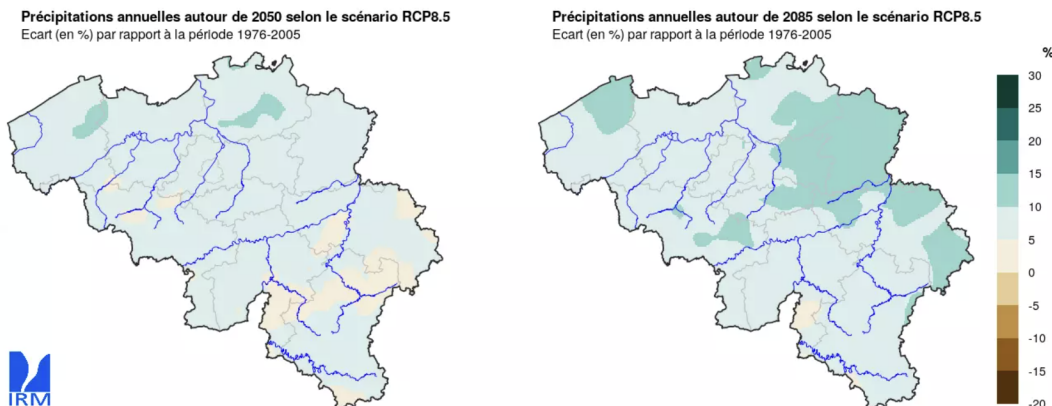


FIGURE 1 – Évolution des précipitations moyennes prévues en Belgique pour les périodes futures. Source : IRM [49]

Ces éléments démontrent la nécessité de modéliser et quantifier de manière rigoureuse l'évolution de la portance en fonction de l'état hydrique dans lequel se trouve la voirie. Les infiltrations d'eau doivent être abordées d'un point de vue hydromécanique pour permettre une estimation plus exacte de la durée de vie d'une voirie. En pratique, il est plus juste d'évaluer la portance sur toute la durée de vie de l'ouvrage, en tenant compte de la pluviométrie locale, des perméabilités des matériaux, des propriétés et épaisseurs des couches. Cela dans le but de pouvoir adapter la conception (drainage, choix des matériaux, compactage, épaisseurs, dispositifs naturels ou enterrés d'atténuation des apports pluvieux, etc.) pour compenser les pertes de portance prévues. En négligeant cette quantification, les structures risquent de se dégrader prématurément par manque de durabilité.

1.2 Étapes et finalités du travail

L'objectif général de cette étude est d'évaluer et de quantifier l'influence de la présence d'eau dans les différentes couches constitutives d'une voirie sur la portance de cette dernière, en mettant l'accent sur des sols ne présentant pas une perméabilité suffisante pour une évacuation rapide de l'eau. La présence d'eau, qu'elle provienne de l'infiltration des eaux pluviales ou d'une quelconque autre source, modifie significativement l'état hydrique du sol et, par conséquent, ses propriétés mécaniques. Comprendre de manière précise ces mécanismes est nécessaire pour anticiper les pertes de portance et adapter la conception des voiries dans une optique de durabilité.

Ce travail peut être décomposé en plusieurs parties essentielles dont les résultats permettront d'apporter les informations utiles à la compréhension et à l'analyse de ce document.

Tout d'abord une partie littéraire comportant la mise en contexte concernant la construction routière en Belgique ainsi que le fonctionnement d'une chaussée classique, suivie d'une revue de la littérature des principes physiques fondamentaux intervenant dans la présente étude.

Subséquentement, il s'agira d'estimer les apports pluviaux réalistes en Belgique, analyser les effets des pluies extrêmes et rares ainsi que les pluies récurrentes, qu'elles soient de faibles intensités ou d'intensités modérées, afin de déterminer les événements les plus critiques sur la durabilité.

Ensuite, une partie liée à la modélisation numérique sera développée. Celle-ci se déroulera en trois étapes majeures. La première aura pour but de modéliser la circulation hydrique dans la structure de la voirie. En se focalisant sur les différentes couches, l'objectif est de modéliser l'évolution spatiale et temporelle du degré de saturation, en utilisant le cadre de modélisation numérique de *MOOSE Framework* (cfr [28]) via le module *Porous Flow* (cfr [52] et [53]), permettant la simulation en milieux poreux. La deuxième étape de la modélisation numérique sera axée sur la quantification de la perte de portance en fonction des variations de teneurs en eau du milieu. Évaluer l'effet de ces variations d'humidité sur le comportement mécanique des couches, en tenant compte des variations de modules. La dernière étape de modélisation se fera via le logiciel *Qualidim* et aura pour objectif d'estimer la durée de vie de la voirie en tenant compte de la chute de portance des couches constitutives. Plus globalement, pouvoir comparer la durée de vie d'une structure imperméable avec celle d'une même structure pour laquelle des infiltrations d'eau sont permises.

Enfin, présenter les limites de l'étude ainsi que de proposer des solutions et recommandations pour la conception des chaussées infiltrantes, en tenant compte des effets de la présence d'eau sur la portance des couches de la structure d'une chaussée.

2 Contexte

2.1 La construction routière

Selon l'*European Union Road Federation (ERF)*, la longueur totale du réseau routier dans la fin des années 2015 en Belgique était de 155 210 km. Comprenant 1 763 km d'autoroutes, 13 229 km de routes nationales, 1 349 km de routes régionales et les 138 869 km restant représentent des routes communales, agricoles, de forêt, de gravier, etc. En terme de densité, celle des routes en Belgique est parmi la plus élevée d'Europe (cfr Figure 2).

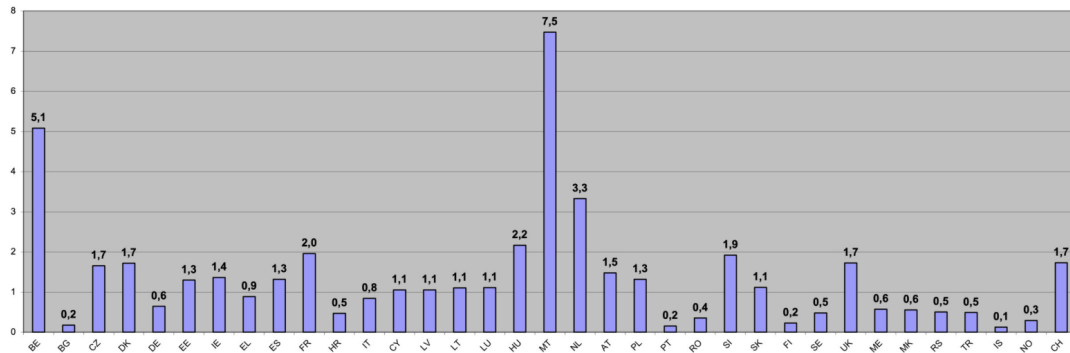


FIGURE 2 – Densité de l'ensemble du réseau routier dans les pays d'Europe, 2023 (km route / km² surface du pays). Source : *ERF* [24]

Ces chiffres démontrent la densité importante du réseau routier belge. La circulation y est récurrente et est favorisée par un coût d'usage nul (à l'exception des poids lourds pour qui une redevance est requise). La situation géographique au cœur des grands pôles d'échanges européens, au carrefour des grands axes font que la circulation et le trafic s'intensifient de plus en plus. On remarque une augmentation croissante du réseau routier depuis les années 1970 jusqu'à aujourd'hui. Des défis majeurs sont liés au vieillissement des infrastructures. L'entretien et l'adaptation aux besoins se complexifient en raison des dégradations du réseau qui sont liées à la fois aux phénomènes environnementaux mais également à la saturation du trafic qui par une augmentation de la charge vient aggraver ces phénomènes. Cela prouve l'étendue de la tâche en matière de gestion, d'entretien et l'importance de pouvoir mesurer l'impact des différents facteurs physiques affectant la durabilité des routes.

2.2 La structure d'une chaussée et son fonctionnement

De manière générale, une structure routière se compose de la façon suivante : le sol en place constitue la partie inférieure de la structure (avec le fond de coffre qui représente la partie supérieure du sol), sur laquelle repose une sous-fondation, puis une fondation et, en partie supérieure, une ou plusieurs couches de revêtement sont placées.

Différentes structures de chaussées existent (cfr [7]) : les chaussées souples, semi-rigides et rigides. Les différences résident dans la composition des différentes couches et donc dans leurs applications. Les chaussées souples possèdent des couches liées qui sont traitées aux liants hydrocarbonés (couches de fondation et de sous-fondations peuvent être constituées de grave non traitée). Les chaussées semi-rigides sont constituées d'une couche de roulement bitumineuse, d'une fondation et d'une sous fondation traitées aux liants hydrauliques. Enfin, les chaussées rigides sont constituées d'une sous-fondation, une fondation et un revêtement en béton et sont connues pour être plus résistantes sous trafic lourd.

La structure d'une chaussée routière est constituée de plusieurs couches granulaires compactées dont le rôle est de répartir les charges de trafic vers le sol en place. La nature et les épaisseurs de ces couches sont variables selon le type de route, le trafic, la durée de vie souhaitée, etc. Dans le plan vertical, une structure de route se dimensionne en définissant les épaisseurs des différentes couches de matériaux à placer dans le but d'atteindre la durée de vie souhaitée (sans réparation éventuelle). Le dimensionnement se fait suivant la charge de trafic, le sol en place, les conditions climatiques, les matériaux utilisés, etc.

Les voiries sont sollicitées par les actions du trafic générant des contraintes qui provoquent une dégradation. Afin de limiter ces contraintes sur le sol en place on va mettre en œuvre plusieurs couches qui constitueront la structure de la chaussée. Cela dans le but de réduire les contraintes en descendant dans la structure (celles-ci ont la caractéristique d'être de moins en moins portantes au fur et à mesure qu'on descend dans les niveaux des couches structurales de la chaussée jusqu'au niveau du sol en place, qui est le moins portant). Ces actions du trafic représentent les contraintes mécaniques. Des actions physiques/chimiques peuvent aussi générer des contraintes dans la chaussée par le biais de facteurs météorologiques ou environnementaux (attaques chimiques, températures, etc.) ; cependant, ces dernières ne sont pas analysées dans l'étude.

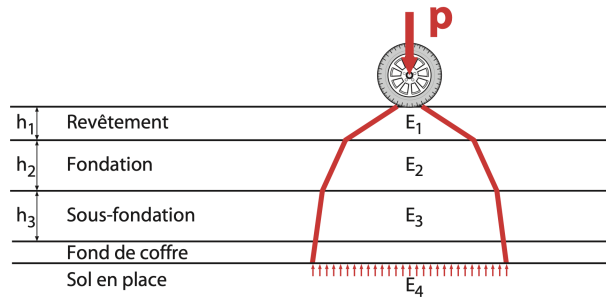


FIGURE 3 – Répartition des efforts dans une structure routière. Source : [12]

La répartition des efforts en fonction des couches est représentée sur la Figure 3. Au plus on descend vers le sol en place, au plus la répartition des efforts est étendue, permettant de diminuer les contraintes à un niveau acceptable pour les couches concernées.

En terme d'infiltration il existe deux types de structures : infiltrantes et imperméables.

Dans une structure imperméable, aucune infiltration dans la structure n'est possible. Ce type de route prévoit d'empêcher toute arrivée d'eau dans la structure de la chaussée par le biais des dispositifs de collecte d'eau tels que des avaloirs, des fossés, des drains, etc. Cela implique que les flux d'eau pluviale ne pénètrent pas dans la structure de la voirie et qu'ils sont entièrement contenu dans les canalisations et le réseau d'égouttage.

Les structures infiltrantes vont être abordées dans cette étude.

2.2.1 Structures infiltrantes

Les chaussées infiltrantes sont dimensionnées de manière à évacuer les eaux jusque dans le sol en place hors de la structure de la voirie. Une manière de limiter les effets dus à la présence d'eau et la baisse de portance liée à cette circulation d'eau dans la chaussée est d'augmenter le plus possible la vitesse de circulation des eaux en utilisant des matériaux présentant une perméabilité suffisamment élevée. Les enjeux écologiques présentés précédemment forcent à considérer ce type de structure et donc l'infiltration des eaux pluviales dans des zones ne présentant pas une perméabilité suffisante pour évacuer l'eau de manière suffisamment rapide afin de ne pas nuire à la durabilité de la voirie. Il y a donc lieu de prendre en considération cette présence d'eau et notamment les variations du contenu hydrique du sol sur la portance et sur la durée de vie

de la chaussée (source : *CRR*).

2.2.2 Fond de coffre

Le fond de coffre constitue la partie supérieure du sol en place sur laquelle les différentes couches constitutives d'une structure de voirie sont mises en œuvre. En pratique, c'est le niveau final de terrassement sur le sol en place ou sur un remblai. Il s'agit du premier échelon structurel de la voirie. Sa portance conditionne directement le dimensionnement des couches sus-jacentes et permet d'assurer la transmission uniforme des charges issues du trafic depuis les couches supérieures. Une portance minimale est indispensable afin d'éviter les phénomènes de fatigue, déformations et les tassements prématurés qui pourraient dégrader le comportement à long terme de la structure.

L'importance d'une bonne portance du fond de coffre se manifeste donc à plusieurs niveaux. D'une part, un support trop faible ou présentant des points de faiblesses ponctuels peut engendrer une redistribution non uniforme des contraintes, provoquant des dégradations localisées telles que l'orniérage ou la remontée de fissures en surface (fissures réfléchies). D'autre part, une portance insuffisante nécessite souvent une augmentation de l'épaisseur des couches supérieures, ce qui se traduit par un surcoût économique. Il est donc essentiel de garantir une assise stable, homogène et suffisamment rigide afin d'assurer la pérennité de la chaussée et de réduire les interventions d'entretien.

Il existe divers facteurs qui influencent la portance et la qualité du fond de coffre de manière globale. Parmi ceux-ci, la nature du sol : les sols argileux, sont généralement plus sensibles à l'eau, sujets au gonflement-retrait (modifications importantes du volume) et présentent souvent une portance plus faible que les sols granulaires. Le degré de saturation est également important. Un bon compactage, lors des travaux de terrassement conditionne aussi la stabilité du fond de coffre.

De plus, dans le cas d'une structure drainante, le sol doit permettre, au moins en partie, l'évacuation des eaux par infiltration en fonction de sa perméabilité. Sur cet aspect, un sol sableux sera donc plus efficace qu'un sol argileux. La perméabilité du sol présent doit être préalablement déterminée sur base des caractéristiques du sol ou de mesures in situ.

Du point de vue de la circulation hydrique dans la voirie, le rôle du fond de coffre dans l'accumulation d'eau dans le corps de la chaussée est évident.

2.2.3 Sous-fondation

Le rôle principal de la sous-fondation est d'apporter une meilleure répartition des contraintes provenant du trafic, afin de limiter les déformations du sol et de renforcer la capacité portante globale de la chaussée. Elle agit d'une certaine manière comme une zone de transition, assurant une augmentation progressive de portance entre le sol et les couches supérieures. Elle constitue un support stable pour les engins de génie civil lors de la mise en œuvre de la fondation.

En plus de sa fonction structurelle, la sous-fondation possède également un rôle de drainage dans la structure. Elle doit posséder une perméabilité suffisante pour permettre l'évacuation des eaux infiltrées ou les remontées capillaires depuis le sol, elle protège ainsi la fondation de ces dernières. Cela permet de réduire la saturation et les pertes de performance qui en découlent. Dans le cas d'une structure drainante, le rôle de stockage de l'eau est à prendre en considération dans la mesure où cela constitue une réserve importante.

On note également qu'elle permet de protéger le sol contre le front de gel (si le matériau de sous-fondation est gélif, la sous-fondation doit se trouver à une profondeur suffisante afin d'être hors gel). Cet aspect est

particulièrement important en Belgique où les cycles de gel-dégel sont récurrents lors des périodes hivernales.

Un géotextile est généralement placé entre le fond de coffre et la sous-fondation pour éviter la migration de fines et maintenir une granulométrie fixe. Au fil du temps, la migration de fines dans la sous-fondation aurait pour conséquence de réduire la perméabilité du milieu. La porosité et donc le volume de stockage en eau de cette couche seraient également impactés.

Des matériaux types utilisés en sous-fondations sont les empierrements, les gravillons, etc.

2.2.4 Fondation

La fondation est le dernier échelon structurel avant les couches de revêtement. Elle doit assurer un support avec une portance suffisante pour le revêtement, transmettre les charges à un niveau acceptable pour la sous-fondation. En cas d'absence de sous-fondation (ce qui peut être le cas d'une voirie faiblement sollicitée), elle doit reprendre les fonctions normalement assurées par la sous-fondation. Son rôle majeur réside dans sa capacité à améliorer la performance structurelle globale de la chaussée.

Le choix du matériau dépend des sollicitations prévues, des couches sous-jacentes et des exigences de durabilité du projet. Des matériaux habituellement utilisés en fondation sont les empierrements à granulométrie continue/discontinue (liés ou non), les bétons maigres, le sable-ciment, la grave-bitume, etc.

2.2.5 Revêtement

Le revêtement est généralement constitué de plusieurs couches d'épaisseurs variables ; chacune ayant une fonction plutôt spécifique (rôle structurel, imperméabilisation éventuelle, etc). En tant qu'élément supérieur de la structure, le revêtement subit l'effet direct des actions extérieures, que ce soit le trafic, les substances chimiques (hydrocarbures) ou les agents climatiques (température, eau, gel). Sur base de cela et dans un souci de durabilité, il est indispensable que le revêtement possède certaines propriétés pour prévenir des dégâts. La sécurité et le confort des usagers sont à prendre en compte durant la vie de la route en jouant sur l'adhérence, la planéité du revêtement et protège contre la fissuration, l'orniérage, etc. Dans une structure classique, le revêtement présente une certaine pente transversale permettant ainsi d'évacuer l'eau de manière efficace à la surface de celui-ci.

On distingue deux types de matériaux utilisés dans les couches de revêtement : les mélanges bitumineux conçus pour offrir un compromis entre résistance mécanique, flexibilité et durabilité, et les revêtements en béton qui présentent une résistance et une rigidité supérieure (à privilégier en cas de fortes sollicitations).

2.3 Dimensionnement des voiries

L'objectif du dimensionnement d'une chaussée est de déterminer l'épaisseur de la structure afin de garantir sa durabilité sur une période de service définie, tout en optimisant son coût global. Cette démarche repose sur l'analyse de plusieurs paramètres clés qui conditionnent le comportement et la longévité de l'ouvrage. La méthode présentée s'appuie sur celle utilisée dans *Qualidim* qui considère les paramètres d'entrée suivants :

- La situation géographique et le climat, notamment les températures
- L'action du trafic qui quantifie les charges et les contraintes appliquées à la chaussée par les poids lourds
- La portance du sol support qui caractérise la capacité du terrain à supporter la structure de chaussée
- Les caractéristiques des matériaux de la chaussée et notamment leurs résistances mécanique et les épaisseurs des couches constitutives

La méthode consiste à quantifier les sollicitations futures (le trafic) et les capacités du terrain (la portance) en fonction de la situation géographique, afin de déterminer, pour des matériaux aux caractéristiques définies, l'épaisseur de la structure capable de résister à ces contraintes dans le temps. Les informations climatiques influencent les propriétés mécaniques des matériaux. En particulier les enrobés qui sont fortement sensibles aux variations thermiques. La profondeur de gel est un élément important, celle-ci doit être déterminée en fonction du lieu. Dans le cas où cette épaisseur de gel est plus grande que l'épaisseur de la structure, les dimensions de cette dernière doivent être adaptées pour que le sol soit à une profondeur hors gel, en particulier si le sol est fortement gélif. Pour la sous-fondation, si celle-ci n'est pas placée à une profondeur hors gel suffisante, le matériau utilisé doit être non gélif. Le dimensionnement doit donc être ajusté aux conditions locales réelles.

Le trafic, et plus particulièrement le nombre de poids lourds (masse supérieure à 3,5 tonnes), est la principale source de fatigue et d'usure de la structure. Le dimensionnement se fonde sur le trafic journalier, pour en déduire l'accumulation des dommages causés par l'ensemble des poids lourds sur toute la durée de vie de la chaussée (nombre total de poids lourds sur la durée de vie souhaitée). Pour cela, le trafic réel est converti en un nombre équivalent d'essieux de poids lourds standard.

2.4 Problématique des baisses de portance liées aux conditions hydriques

L'eau constitue l'un des facteurs les plus déterminants dans la détérioration progressive des structures routières. Sa présence, qu'elle soit superficielle ou infiltrée en profondeur, modifie directement le comportement mécanique des couches (principalement les couches non liées) et du sol support. La perméabilité variable de ces couches, en plus des précipitations, peut provoquer des infiltrations dans le corps de la chaussée. Ainsi, une infiltration d'eau jusqu'à un fond de coffre à faible perméabilité entraîne une augmentation du degré de saturation des matériaux constituant la chaussée.

Des infiltrations se produisent dans le corps de la chaussée depuis la couche de revêtement au travers de trous, fissures, pores, etc., présents dans la couche asphaltée. Les phénomènes de fatigue permettent ces infiltrations par les dommages qu'ils causent. Cela a pour conséquence de modifier la teneur en eau du milieu et donc le degré de saturation.

D'après la référence [39] pour des fondations granulaires dans le cas de teneurs en eau à l'optimum proctor (w_{opt}) et à saturation ($S_r = 1$), par rapport à la teneur en eau à l'optimum proctor, les valeurs d'angle de frottement interne et de cohésion sont significativement réduites dans le cas saturé, ce qui signifie que la résistance au cisaillement est réduite. Ce phénomène est également valable dans le cas des sols pour lesquels la principale cause de rupture est une rupture par cisaillement. On a donc une meilleure résistance dans le cas non saturé.

L'eau influence la réponse mécanique des sols par la réduction des contraintes effectives et l'augmentation des pressions interstitielles. Ce phénomène est particulièrement marqué dans les sols fins ; les matériaux granulaires y sont moins sujets mais présentent tout de même une sensibilité à ce phénomène.

3 Revue de la littérature - Étude des matériaux granulaires non saturés

3.1 Introduction aux sols non saturés

Le grand intérêt de l'étude des sols (et plus généralement les matériaux granulaires) non saturés demeure dans le fait qu'en dehors des nappes phréatiques, la plupart des sols contiennent à la fois de l'air et de l'eau. Par conséquent, les sols complètement saturés ou complètement secs sont assez rares. Dans l'optique de comprendre le comportement réel du sol, il est crucial d'étudier l'état non saturé.

La présence simultanée d'eau et d'air dans les pores influence la mécanique du sol, la présence d'air change la pression interstitielle, la succion permet d'augmenter la résistance, la rigidité varie avec la teneur en eau. Par conséquent, les déformations et les ruptures sont également affectées. Les écoulements d'eau et l'infiltration sont eux aussi modifiés par des phénomènes physiques tels que la succion, la capillarité, la rétention d'eau, etc. De manière globale, les variations de teneur en eau modifient les comportements géotechniques, notamment le gonflement, le tassement, la fissuration, la perte de portance, etc. Outre l'importance de l'étude des sols non saturés dans une optique de quantifier les pertes de portance des sols (et donc des routes) liées à l'infiltration des pluies, c'est également utile pour prévoir la recharge des nappes.

Contrairement aux zones saturée et sèche comprenant uniquement deux phases, qui sont respectivement les phases solide (grains) et liquide (eau) et les phases solide et gazeuse (air), la zone de sol non saturée, appelée aussi zone de vadose est caractérisée par la présence simultanée des trois phases : solide, liquide et gaz. Cette zone est l'espace entre la surface terrestre et la nappe phréatique (cfr Figure 4). Il existe des différences de comportements physiques très marqués en fonction du caractère hydrique d'un sol.

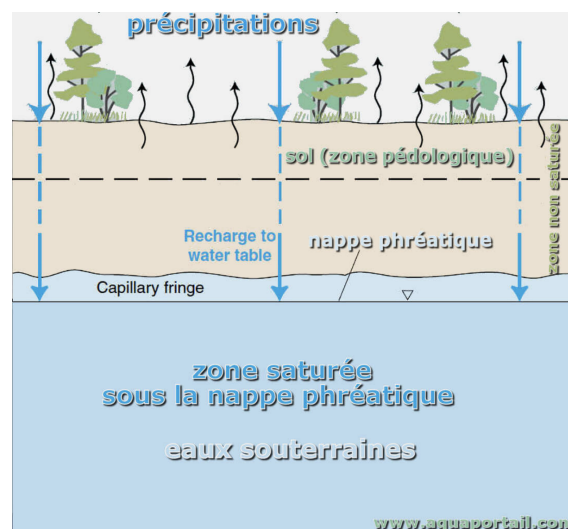


FIGURE 4 – Zone de sol non saturé. Source : [6]

La nature du matériau et sa granulométrie, jouent un rôle important au niveau de la porosité, ce qui influe sur l'espace entre les grains solides et sur les vides au sein du matériau. De ce fait, cela aura indéniablement un impact sur le comportement du sol en fonction de sa teneur en eau.

En se basant sur les Figures 4 et 5, on peut distinguer différents régimes en fonction de la saturation du milieu. Les deux cas extrêmes sont ceux d'un sol complètement saturé et complètement sec. Dans le cas du

sol saturé, c'est-à-dire la partie du sol qui se trouve dans la nappe phréatique, le degré de saturation y est maximal ($S_r = 100\%$). L'autre cas extrême est le cas complètement sec, c'est à dire que la phase d'eau n'est pas présente.

Ensuite, lorsqu'on passe au-dessus de la nappe on arrive dans la zone de grange capillaire ("capillary fringe"), qui est la zone de transition entre les parties saturée et insaturée du sol. Dans cette zone, la teneur en eau est élevée et la présence d'air est faible (discontinue), ce qui induit un effet capillaire (cfr section 3.3 pour les détails relatifs aux principes physiques dans cette zone).

Au-dessus de cette zone de transition, on retrouve une zone caractérisée par un régime funiculaire ("funicular regime") lorsque la teneur en eau décroît. Il s'agit d'un état du sol pour lequel on retrouve l'eau sous une forme continue, c'est-à-dire que des sorte de ponts lient les différentes parties d'eau autour des grains solides, ce qui induit des forces capillaires qui resserrent les grains. L'air est également présente sous forme continue, complétant l'autre partie des vides.

En remontant vers la surface, on rencontre une autre zone qui est caractérisée par un régime pendulaire ("pendular regime"). La teneur en eau y est très faible, l'eau est par conséquent bloquée autour des particules solides formant des anneaux au contact avec les grains. Ces parties d'eau constituent une phase d'eau discontinue et la phase d'air est quant à elle toujours continue.

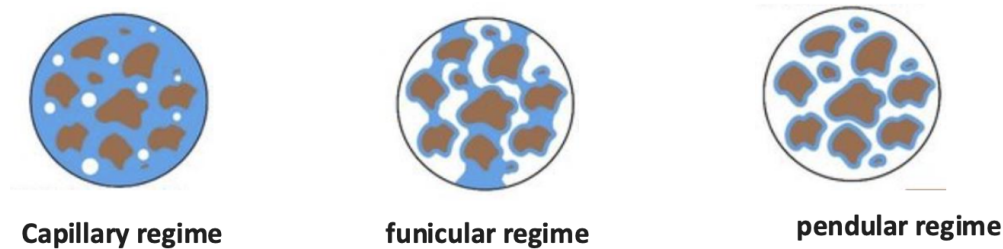


FIGURE 5 – Régimes d'un matériau en fonction du degré de saturation. Source : [44]

3.2 Tension de surface

Dans un système comprenant plusieurs phases, l'existence d'interfaces implique une contribution énergétique. Afin de minimiser cette énergie, le système tend vers un équilibre correspondant à une configuration de plus basse énergie qui, en l'absence de forces extérieures, est la géométrie associée d'une aire minimale de cette interface. D'un point de vue thermodynamique, toute augmentation, même infinitésimale, de l'aire interfaciale nécessite un apport d'énergie. Cette énergie correspond à la tension de surface, grandeur caractérisant la tendance du système à limiter l'extension de l'interface. L'origine moléculaire de ce phénomène réside dans la différence d'environnement entre les molécules situées au coeur d'une phase et celles placées à l'interface (cfr Figure 6). À l'intérieur de la phase, les interactions intermoléculaires sont équilibrées et assurent la cohésion du milieu. À l'inverse, une molécule localisée à l'interface ne bénéficie pas du même équilibre d'interactions : elle subit un déficit d'attractions du côté de la phase qu'elle ne contacte pas entièrement. Ce déséquilibre est précisément à l'origine du coût énergétique associé à la formation ou à l'augmentation d'une interface, et donc de la tension de surface.

Dans les sols, la tension de surface provient des liaisons hydrogène entre les molécules d'eau, elle est responsable de la succion capillaire dans le réseau poreux du sol. La tension de surface diminue avec l'augmentation de la température.

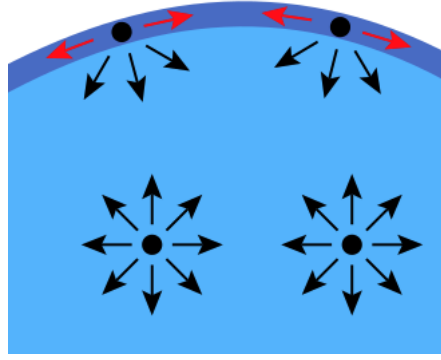


FIGURE 6 – Représentation des forces responsables de la tension de surface

3.3 Capillarité

La capillarité est due aux forces de tensions superficielles entre deux phases en présence. La Figure 7 met en évidence ce phénomène : un tube de rayon r est placé dans un réservoir contenant de l'eau, en fonction du rayon de ce tube, la hauteur de la remontée capillaire, h sera plus ou moins importante, selon l'équation suivante :

$$u_a \pi r^2 - u_w \pi r^2 = 2\pi r \sigma \cos \theta \quad (1)$$

Avec :

- u_a [Pa] : la pression de l'air
- u_w [Pa] : la pression de l'eau
- r [m] : le rayon interne du tube
- σ [Pa/m] : tension de surface entre l'eau et l'air
- θ : l'angle de contact entre la parois du tube et l'inter

De cette expression découle directement l'équation de Young-Laplace :

$$u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos \theta}{r} \quad (2)$$

L'équation de Young-Laplace exprime comment la tension de surface agit pour créer une différence de pression entre deux phases lorsque l'interface est courbe. Dans le cas d'un milieu poreux, le tube est représenté par les pores, cette équation relie donc la différence de pression entre l'air et l'eau au rayon des pores et à la tension de surface.

Cette différence de pression servira à définir la succion matricielle s , via l'équation suivante :

$$s = u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos \theta}{r} \quad (3)$$

On peut d'ores et déjà remarquer que la succion matricielle augmente à mesure que le rayon des pores diminue, ce qui indique qu'elle sera plus élevée pour les matériaux fins que pour les matériaux grossiers.

Cette succion matricielle, c'est-à-dire la force capillaire négative responsable de l'attraction entre les particules solides des matériaux, représente l'unique composante que nous considérerons dans cette étude d'évaluation de la succion.

Un autre type de succion est la succion osmotique. Ce type de succion est causé par la différence de concentration entre différentes zones d'une phase d'eau continue. On a une migration des particules de solvant

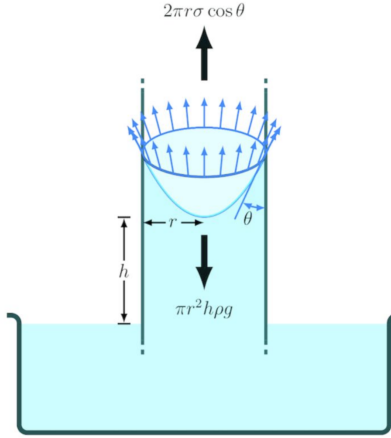


FIGURE 7 – Représentation du phénomène de capillarité. Source : [34]

(eau) vers la zone la plus concentrée en soluté pour équilibrer la concentration. La succion osmotique peut être vue comme la pression nécessaire pour rétablir la position du fluide avant le phénomène osmotique (ou plutôt la succion osmotique désigne la force avec laquelle l'eau est tirée vers une solution plus concentrée en solutés à travers une membrane semi-perméable, en raison de la tendance naturelle à équilibrer les concentrations). Cela se traduit par une capacité de rétention de l'eau dans les pores du squelette solide. Particulièrement utile dans des secteurs comme l'agronomie, cependant pour la plupart des applications géotechniques, seule la succion matricielle est considérée. On choisira donc de négliger cette composante, on supposera donc que la différence de concentration en soluté de la phase liquide est négligeable et ne contribue pas à favoriser la succion osmotique.

3.4 Courbes de rétention d'eau

Les courbes de rétention d'eau (SWRC pour l'acronyme anglais) permettent de mettre en relation la quantité d'eau contenue dans un matériau et l'énergie associée à cette quantité d'eau (c'est-à-dire la succion) pour un matériau et un état de consolidation donné. L'établissement de ces courbes permet d'estimer la succion dans les matériaux.

Les valeurs de succion peuvent s'étendre sur trois à quatre ordres de grandeur pour des variations "courantes" de la teneur en eau, elles sont donc représentées sur une échelle logarithmique par souci pratique.

La forme d'une courbe type (cfr Figure 8) est définie par plusieurs valeurs caractéristiques et zones de saturation qui lui sont propre, correspondant à des états physiques différents du système matériau-eau, faisant apparaître des distinctions notables en terme de comportement.

Zones caractéristiques de la courbe de rétention d'eau :

- Zone saturée : partie où la teneur en eau est maximale, tous les pores sont saturés. La succion est très faible, proche de zéro. Cette zone s'étend jusqu'à la "zone d'effet de bord".
- Zone de transition : zone où la succion augmente progressivement à mesure que la teneur en eau du sol diminue. Quand la succion augmente, l'eau libre s'évacue d'abord, puis celle retenue par les pores plus fins. C'est la zone où la courbe descend progressivement. C'est là que se joue la majorité des variations : le passage du sol saturé vers un état plus sec. Dans cette région, le degré de saturation diminue rapidement avec l'augmentation de la succion.
- Zone résiduelle : il ne reste plus qu'une faible quantité d'eau fortement retenue dans les pores les plus petits du squelette solide ou l'eau qui englobe les grains. Même lorsque la succion augmente fortement, la teneur en eau varie très peu.

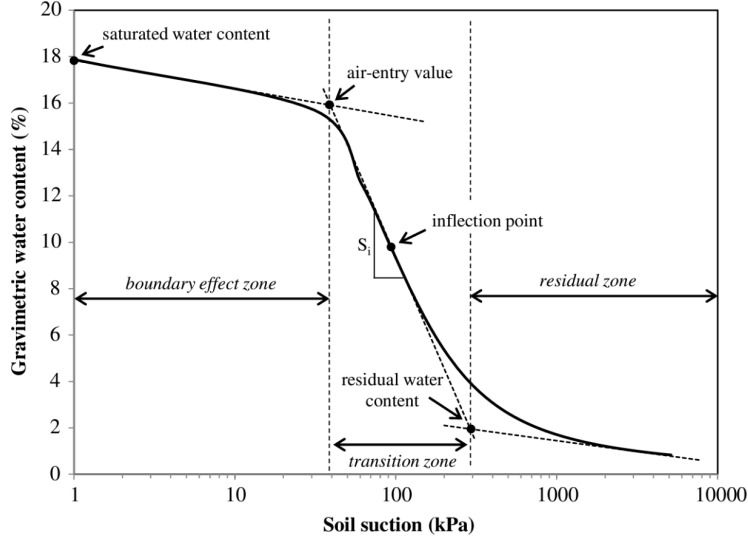


FIGURE 8 – Courbe de rétention d'eau type. Source : [44]

Valeurs caractéristiques de la courbe de rétention d'eau :

- succion d'entrée d'air : La succion à laquelle l'air commence à pénétrer les plus grands pores. La valeur d'entrée d'Air est la charge de pression minimale à laquelle l'air commence à pénétrer dans les pores les plus grands du matériau lors d'un processus de drainage. Cette valeur est bien définie et mesurable dans les sols à texture grossière, comme les sables. Cependant, dans les sols de surface à texture moyenne et fine, son estimation est souvent imprécise.
- Point d'inflexion : situé dans la partie où le sol perd rapidement de l'eau, c'est-à-dire dans la zone de transition. La pente de la courbe y est maximale, la désaturation est la plus rapide et donc de petits changements de succion produisent de grandes variations de teneur en eau. C'est la zone où la succion est la plus sensible aux variations hydriques.
- Condition résiduelle/degré de saturation résiduel : état où l'eau est retenue principalement par adsorption et dans les plus petits pores, et où une augmentation significative de la succion ne provoque qu'une faible diminution de la saturation.

3.4.1 Expressions analytiques

Comme décrit précédemment, dans les milieu poreux non saturés, la relation entre teneur en eau et succion est décrite au moyen des courbes de rétention d'eau. En l'absence de mesure expérimentales précises, ces courbes peuvent être approximées par un modèle analytique afin d'être utilisables dans un modèle numérique. Parmi les multiples modèles proposés dans la littérature, on choisira d'en détailler deux, à savoir les modèles de Brooks–Corey (1964) et Van Genuchten (1980).

Le choix de détailler les deux modèles ci-dessus se justifie par leur fondement physique lié à la distribution des tailles des pores, mais aussi du fait qu'ils sont très répandus dans la littérature ce qui permet d'obtenir de multiples informations quant à ces modèles et leurs paramètres. Développer ces deux modèles permet de mieux comprendre les significations des paramètres et les différences qu'il peut y avoir d'un modèle à l'autre.

Modèle de Brooks et Corey (1964) :

$$\Theta_E = \left(\frac{h_A}{h}\right)^\lambda \quad (4)$$

Avec $\Theta_E = (\Theta - \Theta_r)/(\Theta_S - \Theta_r)$ la teneur en eau effective, h_A la succion associée à la valeur d'entrée d'air et λ un indice dépendant de la granulométrie (généralement entre 2 et 5, la valeur est grande dans le cas des sols ayant une distribution uniforme et faible dans le cas d'une distribution large). $\Theta_E = 1$ pour $h < h_A$.

Ce modèle se base sur le fait que les pores se vident à partir d'une pression d'entrée définie (pression d'entrée d'air) et la distribution des tailles des pores est représentée par une puissance. Les avantages de ce modèle sont la simplicité avec peu de paramètres, une interprétation claire de ceux-ci. Ce modèle est mieux adapté aux sols grossiers présentant une distribution de pores relativement homogène. Toutefois, plusieurs études ont montré que ses performances peuvent être plus limitées pour les sols fins ou structurés, dont la distribution de tailles de pores est plus complexe et la transition de désaturation plus progressive (cfr [1]). De plus, la fonction n'est pas continue au point d'entrée d'air ce qui rend le calcul plus instable numériquement.

Modèle de Van Genuchten (1980) :

$$\Theta_E = (1 + (\alpha|h|^n)^{-m} \quad (5)$$

Avec les paramètres d'ajustement $\alpha[Pa^{-1}] > 0$ en , $n > 1$ et $0 < m < 1$, avec $m = (1 - 1/n)$.

Tout comme le modèle de Brooks-Corey, le modèle se base sur la distribution des tailles de pores, et il utilise une fonction qui permet de représenter plus fidèlement la forme réelle des courbes expérimentales. En comparaison avec le modèle de Brooks et Corey, celui de Van Genuchten est plus adapté aux sols fins et pour les sols grossiers, les performances sont comparables (cfr [42]). La fonction est continue et dérivable, ce qui améliore la stabilité numérique. Le modèle de van Genuchten est capable de représenter les courbes de rétention pour une large gamme de sols et est très utilisé dans les codes hydrogéologiques.

Pour ces raisons, dans la partie relative aux simulations on utilisera le modèle de Van Genuchten.

3.4.2 Paramètres influents

Différents facteurs influencent la courbe de rétention d'eau d'un matériau, de ce fait, d'un matériau à un autre, la forme de la courbe peut fortement varier.

La taille des grains influence directement la taille des pores qui eux même contrôle la capillarité et donc il y a un impact direct sur la succion par la relation de Laplace. Pour les sols grossiers, les pores larges impliquent une faible valeur de pression d'entrée d'air. Ces sols ont donc de manière générale des faibles valeurs de succion. A l'inverse, pour les sols fins, les pores sont plus petites et la succion y est nettement supérieure, la courbe est plus étalée indiquant une désaturation progressive et pas abrupte.

La distribution des tailles des pores a une incidence sur la pente de la courbe, une distribution étroite donnera une (dé)saturation abrupte, la gamme de valeurs de succion pour des degrés de saturation est moins étendue. Alors qu'une distribution plus large donnera une (dé)saturation plus progressive. Dans les modèles évoqués précédemment, les paramètres m dans le cas de Van Genuchten et λ pour Brooks et Corey permettent de prendre en compte ces effets liés à la distribution de tailles des pores.

Des facteurs comme la densité apparente, le degré de consolidation modifient la connectivité et la taille des pores. Un matériau compacté aura des tailles de pores réduites et, de ce fait, pour un même degré de saturation une succion plus importante et donc la valeur de succion à laquelle la courbe commence à décroître est déplacée vers des valeurs de succion plus importantes. C'est la taille des plus gros pores qui est le paramètre déterminant quant à la valeur d'entrée d'air de la courbe.

3.5 Equation de Richards

L'équation de Richards constitue une approche pertinente pour modéliser le flux hydraulique dans les structures routières non saturées car elle permet de représenter les écoulements d'eau dans des milieux poreux en tenant compte de la variation du degré de saturation. L'une des formes de cette équation est la suivante :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} (K(\theta) (\frac{\partial h}{\partial z} + 1)) \quad (6)$$

Avec θ le teneur en eau volumétrique, K la conductivité hydraulique et $h = p/\gamma$ la charge hydraulique.

Cette équation se base initialement sur l'équation de bilan de masse d'un fluide :

$$\frac{\partial}{\partial t} (n\rho S) + \nabla \cdot (\rho \vec{v}) = 0 \quad (7)$$

Dans cette expression, n représente la porosité, ρ la masse volumique du fluide, S la saturation du milieu et $\vec{v}$ le vecteur vitesse de Darcy. Dans le cas où une source intervient dans le problème, le 0 à droite de l'égalité est à remplacer par ce terme source non nul.

La loi de Darcy :

$$\vec{v} = -K(h) \cdot \vec{\nabla} H \quad (8)$$

Le signe négatif indique que le flux va dans le sens opposé au gradient de charge hydraulique H , qui est défini comme suit :

$$H = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z \quad (9)$$

Les vitesses étant généralement très faibles dans les sols et structures routières, le terme de vitesse peut être négligé, z représente l'élévation par rapport au niveau de référence. La charge hydraulique peut être simplifiée en considérant uniquement la pression hydraulique :

$$h = \frac{p}{\rho g} \quad (10)$$

Avec p la pression interstitielle d'eau. La forme suivante est une généralisation de la loi de Darcy pour des fluides compressibles et est donc fonction des propriétés intrinsèques du milieu poreux et du fluide :

$$\vec{v} = -\frac{kk_r(S)}{\mu} (\vec{\nabla} p - \rho g) \quad (11)$$

Avec k la perméabilité intrinsèque du milieu et k_r la perméabilité relative qui est fonction de la saturation.

En substituant le vecteur vitesse dans l'équation de conservation de masse par l'équation de Darcy précédemment introduite, on obtient la relation suivante :

$$\frac{\partial}{\partial t} (n\rho S) - \nabla \cdot (\rho \frac{kk_r(S)}{\mu} (\vec{\nabla} p - \rho g)) = 0 \quad (12)$$

En milieu non saturé, la saturation (teneur en eau), ainsi que la perméabilité relative ne sont pas constantes et doivent donc être déterminées.

C'est de là que vient le caractère non linéaire de l'équation de Richards. Donc la dépendance de la teneur en eau sur la conductivité hydraulique explique le lien complexe et le caractère non linéaire de cette équation.

Dans le modèle utilisé, on fait l'hypothèse d'isothermie. En réalité, les variations de température influencent la viscosité du fluide, les tensions de surface et l'évaporation mais on choisit de ne pas considérer ces variations qui n'ont a priori qu'un impact négligeable.

3.6 Conductivité hydraulique et perméabilité

Comme exprimé plus haut, la conductivité hydraulique dans les sols non saturés n'est pas constante, celle-ci dépend fortement du degré de saturation. Dans cette section on va développer le lien entre la perméabilité et la conductivité hydraulique.

Tout d'abord, la perméabilité qui est souvent utilisée dans la littérature fait en réalité référence à la perméabilité intrinsèque notée k . Le terme perméabilité est souvent utilisé pour faire référence à la conductivité hydraulique notée K , mais ce sont deux termes distincts avec des unités distinctes (les unités S.I. de la perméabilité sont les $[m^2]$, tandis que celles de la conductivité hydraulique sont les $[m/s]$, qui sont liés par la relation suivante :

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} \quad (13)$$

Où K représente la conductivité hydraulique, k la perméabilité intrinsèque, ρ la densité de l'eau, g la constante gravitationnaire et μ la viscosité dynamique de l'eau.

Dans le cas d'un système composé de plusieurs phases, la perméabilité effective k_{eff} permet de mesurer la perméabilité d'un fluide en présence d'autres phases. La perméabilité relative k_r varie de 0 à 1 et indique quelle "partie de la perméabilité est consacrée à un fluide en question", c'est donc une mesure adimensionnelle de la perméabilité relative d'une certaine phase.

En utilisant l'expression de Van Genuchten, on peut lier la saturation effective avec la perméabilité relative :

$$k_r = \sqrt{S_{eff}}(1 - (1 - S_{eff}^{1/m})^m)^2 \quad (14)$$

Avec m le paramètre de l'équation de Van Genuchten (équation 5). Lorsque la saturation effective tend vers 1, la dérivée de l'équation 14 tend vers l'infini, ce qui d'un point de vue numérique peut causer des problèmes de convergence.

3.7 Saturation

Dans un milieu poreux, une partie du fluide reste piégée dans les pores à cause des forces capillaires. Cette partie résiduelle ne participe pas à l'écoulement. La saturation effective est donc utilisée de manière à retirer la fraction immobile. Elle est représentée par la relation de base suivante :

$$S_{eff} = \frac{S - S_{1,res}}{1 - S_{1,res}} \quad (15)$$

Étant donné le fait que la saturation effective est calculée sur base de la pression interstitielle, on n'a pas a priori le résultat de cette dernière expression. On va donc devoir utiliser une relation pour l'approximer. On choisira d'utiliser la loi de Van Genuchten :

$$S_{eff} = \begin{cases} 1 & \text{si } P \geq 0 \\ (1 + (-\alpha P)^{1/(1-m)})^{-m} & \text{si } P < 0 \end{cases} \quad (16)$$

P représente la pression interstitielle ($P = -P_c$, P_c étant la pression capillaire) et les paramètres α et m , avec la condition sur m étant $0 < m < 1$.

Ce choix est motivé par le fait que cette loi décrit de manière correcte ce comportement pour les sols fins et les matériaux plus grossiers. Elle s'avère être stable numériquement car l'expression est continue et différentiable. En comparaison avec la loi de Brooks et Corey, elle est plus lisse et plus stable pour le calcul numérique. De plus, cette loi est couramment utilisée dans les études hydrogéologiques.

Il est intéressant de se rendre compte de l'influence respective des deux paramètres m et α du modèle de Van Genuchten. Le paramètre m renseigne sur la distribution granulométrique du matériau, une valeur faible aura comme conséquence une pente plus douce de la courbe de rétention d'eau dans la zone intermédiaire. A l'inverse, une valeur grande impliquera une pente abrupte ce qui signifie que la distribution granulométrique n'est pas étendue et est plutôt étroite. α quant à lui renseigne sur la taille des plus grands pores, il représente la valeur d'entrée d'air du matériau, c'est-à-dire la valeur de pression interstitielle pour laquelle l'air commence à pénétrer dans les pores.

3.8 Estimation des modules

Dans les milieux granulaires, la rigidité mécanique dépend de l'état de saturation car la présence d'eau modifie les interactions entre grains, notamment via les phénomènes de succion. Au plus un matériau présente des pores étroits, au plus les forces capillaires seront importantes. Cette dépendance entre rigidité et état de saturation est donc d'autant plus marquée lorsque le matériau est fin que lorsque celui-ci est grossier. Pour cette raison les comportements mécaniques des matériaux non saturés seront très différents dans le cas des sols fins peu perméables qui représentent l'intérêt de cette étude que dans le cas des empierrements. Pour cette raison, deux théories distinctes seront développées pour approximer les modules élastiques.

Concernant les sols suffisamment fins, une loi de puissance tirée de [38] sera utilisée, tandis que pour les matériaux granulaires grossiers, le choix sera porté sur l'approximation tirée de [8].

Dans le cas des sols, le lien entre module élastique et saturation peut être décrit de manière satisfaisante par une relation de type loi puissance. Dans [38], une relation empirique dans laquelle le module élastique varie comme une puissance du degré de saturation effectif est utilisée, ce qui permet de représenter l'augmentation de rigidité observée lorsque le sol se dessèche et que les forces capillaires augmentent. Cette formulation s'inscrit dans le cadre plus large de la mécanique des sols non saturés, où la rigidité dépend de l'état hydrique et de la succion (cfr [26]). Elle a été utilisée avec succès pour différents sols granulaires et sols compactés.

La loi de puissance est représentée par l'équation suivante :

$$E(S_e) = E_{dry} + (E_{sat} - E_{dry})S_e^m \quad (17)$$

Cette approche a donc été testée sur une grande variété de matériaux, allant des sables aux argiles. Le modèle s'avère pertinente pour une gamme étendue de sols. Pour les sols sableux, le module élastique est moins sensible aux variations de teneur en eau, tandis que pour les argiles, la relation est hautement non-linéaire et le module diminue de manière significative avec l'augmentation de l'humidité. Les limons sont moins sensibles à ces variations que les argiles mais plus que les sables. Le paramètre m traduit cette sensibilité entre la teneur en eau et la diminution de module élastique, au plus ce paramètre est élevé, au moins le module du sol est sensible aux variations hydriques.

La référence [23] pourrait permettre de suggérer une perte de module jusqu'à -25% pour les sables, -65% pour les limons et -75% pour les argiles. Celle-ci classe les sols limoneux et argileux comme plus sensibles à l'eau, donne des modules résilient typiques plus faibles pour ces types de sols que pour les sables, et signale qu'un sol compacté sec puis saturé peut perdre fortement en raideur.

Pour les matériaux granulaires plus grossiers tels que les empierrements qui sont généralement utilisés en fondation ou sous-fondation, l'article [8] cite explicitement ce type de matériau granulaire, l'équation 18 permet d'exprimer les variations de module résilient E_r en fonction de la saturation. Le module résilient correspond à la rigidité du matériau sous chargement cyclique, typiquement celui du au trafic routier.

$$\chi \log \left(\frac{E_r}{E_{r,opt}} \right) = a + \frac{b - a}{1 + \exp(\beta + k_s(S_r - S_{r,opt}))} \quad (18)$$

Avec S_r le degré de saturation, $S_{r,opt}$ le degré de saturation à l'optimum proctor, E_r le module résilient, $E_{r,opt}$ le module résilient à l'optimum. Les paramètres a , b , β et k_s sont des paramètres de calibration du modèle, qui devient :

$$\chi \log \left(\frac{E_r}{E_{r,opt}} \right) = -0,009136 + \frac{0,013267 + 0,009136}{1 + \exp(0,37303 + 5,90656(S_r - S_{r,opt}))} \quad (19)$$

Avec χ un paramètre du modèle, qui est défini comme suit :

$$\chi = n_f^{3,76959} \cdot FR^{2,20958} \quad (20)$$

$$n_f = \frac{n}{n + (1 - n)F} \quad (21)$$

Avec FR la fraction de matériaux concassés, F la teneur en fines et n la porosité.

En isolant le terme E_r dans l'équation 18, ce modèle permet d'approximer le module résilient en intégrant des indicateurs directs de la sensibilité du matériau et met en évidence deux facteurs déterminants : le premier est la teneur en fines, le deuxième est le pourcentage de matériaux concassés. Ce dernier a été identifié comme ayant l'impact le plus significatif sur la sensibilité du module. Les matériaux entièrement concassés ($FR = 100\%$) sont relativement insensibles aux changements de saturation, avec des variations de module résilient généralement inférieures à $\pm 10\%$. À l'inverse, pour des matériaux partiellement concassés (ex : $FR = 50\%$), la variation peut atteindre $+40\%$ en condition sèche et -25% en condition humide. Le paramètre n_f est un meilleur indicateur statistique de la sensibilité du module que la simple teneur en fines, car il intègre le volume du squelette granulaire.

3.9 Mécanismes d'infiltration et de drainage

Différentes possibilités d'infiltration dans la structure de la voirie existent (source : [12]) :

- Infiltrations ou remontées capillaires depuis le fond de coffre (hausse du niveau de la nappe éventuel)
- Infiltrations latérales par des dispositifs de drainages
- Infiltrations depuis le revêtement en surface

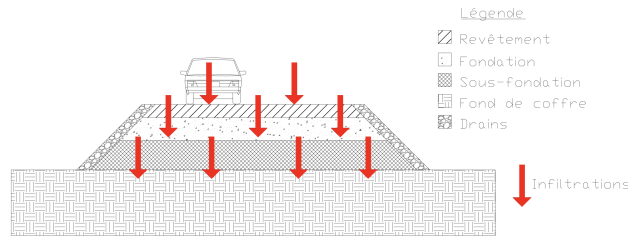


FIGURE 9 – Infiltrations depuis la surface (revêtement perméable)

Dans le cas d'un revêtement de surface perméable, les infiltrations des eaux de pluie depuis la surface de la route sont possibles. Ce mécanisme est représenté sur la Figure 9. L'eau s'infiltré vers les couches sous-jacentes, jusqu'à arriver dans la sous-fondation où elle est drainée vers le fond de coffre (ou éventuellement

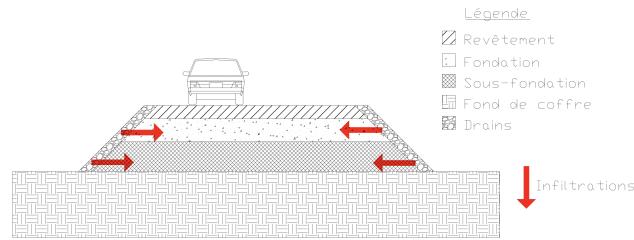


FIGURE 10 – Infiltrations depuis les drains latéraux (revêtement imperméable)

en cas de surplus trop important drainée vers les dispositifs latéraux de drainage).

Les infiltrations se font depuis les drains placés aux extrémités latérales de la chaussée et sont redirigées vers la sous-fondation en premier lieu, puis la fondation pour ensuite être dissipée vers le sol en place (cfr Figure 10).

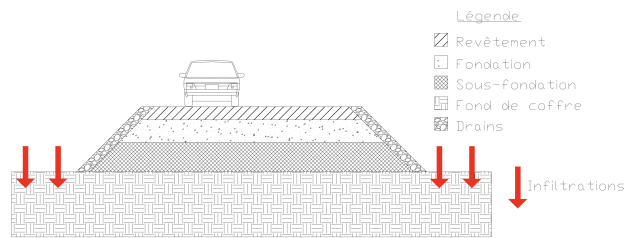


FIGURE 11 – Infiltrations depuis le fond de coffre (revêtement perméable ou non)

Via des dispositifs latéraux comme des caniveaux, fossés, etc., les infiltrations se font directement dans le sol en place et peuvent remonter jusqu'au fond de coffre avec une remontée éventuelle du niveau de la nappe. La quantité d'eau peut atteindre un niveau tel que les remontées capillaires se poursuivent jusque dans la sous-fondation et la fondation (cfr Figure 11). Ce cas d'infiltration ne sera pas directement considéré dans ce travail.

4 Paramétrisation et calibration du modèle numérique

L’objectif dans cette section est de cadrer l’étude hydrologique des apports d’eau pluviale. Avec dans un premier temps une analyse de la temporalité des apports de pluie à considérer pour des durées d’événements variables et ensuite une estimation des quantités d’eau pluviale en Belgique en s’appuyant sur les données pluviométriques de l’*IRM*.

4.1 Temporalité des précipitations

Les précipitations moyennes en Belgique varient entre 600 mm et 1400 mm par an en fonction de la localisation avec pour la plupart des régions des précipitations entre 800 mm et 900 mm par an. Du point de vue géographique, on optera pour les données de la commune d’Ottignies-Louvain-la-Neuve. Ce choix géographique est motivé par le fait que les précipitations dans cette région représentent bien la tendance moyenne en Belgique sans être dans les valeurs extrêmes qui sont moins étendues sur le territoire du pays. Sur le plan climatique, les moyennes communales (cfr *IRM*[32]) indiquent pour la commune : 849.4 [mm] de précipitations annuelles, environ 134.8 jours par an avec des précipitations journalières de minimum 1 [mm] et 23.3 jours par an avec des précipitations journalières de minimum 10 [mm]. Cela indique une exposition régulière des chaussées aux pluies.

L’analyse sur base de temporalités multiples est pertinente parce que la pluie la plus défavorable n’est pas nécessairement la plus intense, mais celle qui maximise l’effet considéré. En l’occurrence, on parlera ici de la saturation en eau en terme de volume stocké et de durée de saturation. Il est donc important de faire varier la temporalité des précipitations pour identifier les pires cas et ainsi déterminer les effets vis-à-vis des pluies brèves d’intensités élevées et longues d’intensités plus faibles.

Dans le cas d’une structure routière, les infiltrations ont des temps caractéristiques différents selon les couches (les infiltrations sont ”rapides” dans les couches drainantes et ”lentes” dans les sols fins) et le phénomène d’infiltration considéré. La combinaison de la durée et de l’intensité de la pluie est un paramètre clé qui détermine si l’on reste dans un état de saturation faible ou si l’on atteint des états proches de la saturation en profondeur.

Les statistiques de l’*IRM* (« extrêmes par commune ») couvrent des durées allant de 10 minutes à 30 jours; elles permettent d’échantillonner les événements forts en intensité. Il est également intéressant d’étendre ces temporalités à des durées supérieures. L’extension à 1 an relève d’un régime humide persistant, déterminant pour évaluer l’humidité initiale avant les épisodes extrêmes. Par exemple, dans une situation où la sous-fondation est déjà très humide, une pluie courte peut avoir des conséquences plus graves et engendrer une saturation beaucoup plus rapidement.

4.2 Données de précipitations

Les différentes données de précipitations pour les temps considérés sont représentées dans la Table 1.

Durée	précipitation [mm]	Intensité [mm/h]
10 minutes	19.8	118.8
1 jour	78	3.25
30 jours	245.9	voir Figure 12
1 an	849. 4	voir Figure 13

TABLE 1 – Données de précipitations pour la commune d’Ottignies-Louvain-la-Neuve. Source : [32] et [33]

Concernant les durées des précipitations, on notera que les pluies de durées allant de 10 minutes à 30 jours sont basées sur une période de retour de 50 ans en utilisant les courbes IDF ("intensity-duration-frequency") de l'IRM.

Étant donné le caractère court des précipitations de 10 minutes et d'un jour, on considérera qu'elles sont d'intensités constantes dans le temps. En revanche, dans un souci de réalisme, pour les précipitations des périodes de 30 jours et d'un an, leurs durées totales impliquent qu'il faille considérer des pluies intermittentes. Pour le cas des 30 jours, la répartition des précipitations est visible sur la Figure 12.

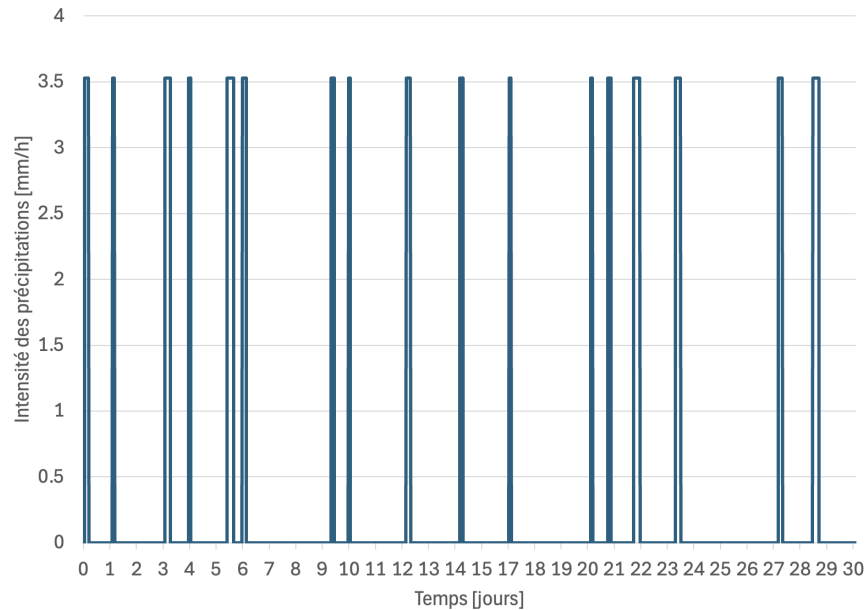


FIGURE 12 – Répartition des précipitations sur une période de 30 jours

Pour la pluie annuelle, on optera pour les données obtenues sur la période 1991-2020 (cfr [32]).

Sur la Figure 13, on distingue différentes courbes et données. Les bâtonnets en bleu indiquent la quantité totale de pluie pour le mois correspondant, les courbes verte et orange représentent le nombre de jours avec respectivement au minimum 1 mm et 10 mm de précipitation.

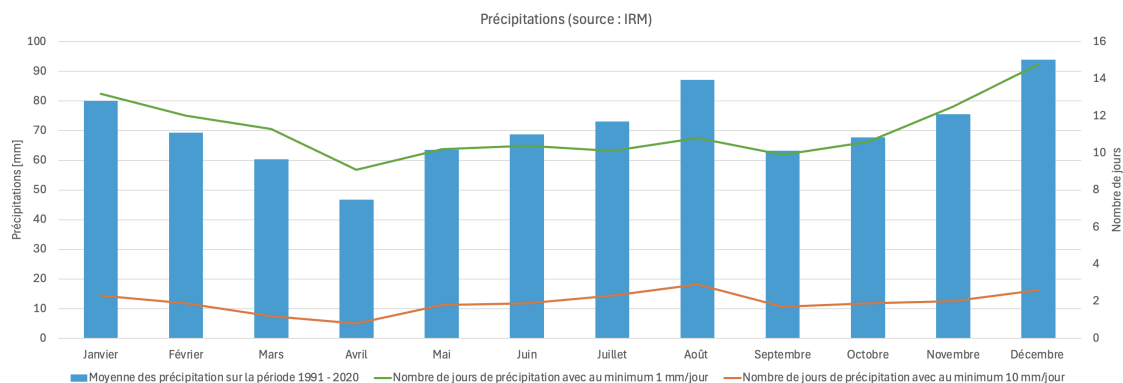


FIGURE 13 – Précipitations mensuelles moyennes sur une période d'une année (données tirées de [32])

Comme dans le cas des précipitations sur la période de 30 jours, celles pour la période d'une année requiert une discrétisation suffisamment précise pour que les pluies soient représentatives des pluies observées en réalité. On utilisera les données de précipitations de la Figure 13 pour construire le graphe représenté sur la Figure 13 généré de manière aléatoire. Ce graphe montre les précipitations qui seront utilisées dans le cas des simulations d'une durée d'un an.

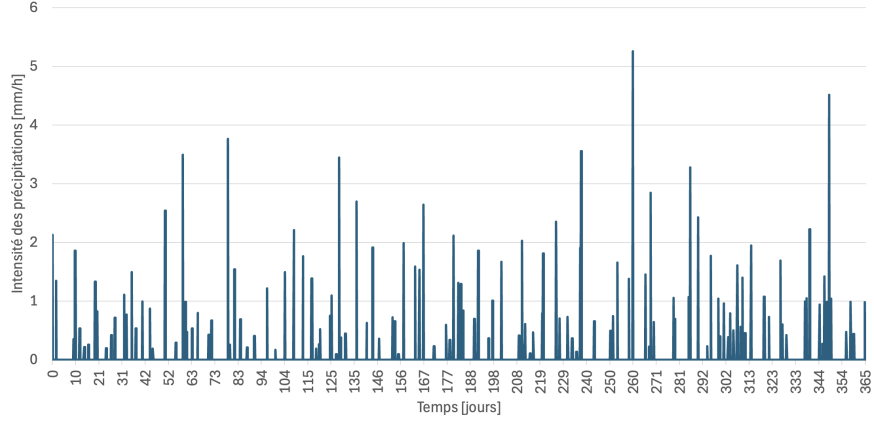


FIGURE 14 – Répartition des précipitations sur une période d'une année

4.3 Structures routières étudiées

La structure routière type (tirée de [15]) dans le cas d'étude d'une infiltration par le revêtement se compose du sol en place, une sous-fondation en empierrement drainant de 40 [cm], une fondation en béton maigre drainant de 20 [cm] et d'un revêtement en pavé de béton drainant (avec couche de pose, on considère une unique couche avec les mêmes propriétés pour le revêtement) d'une épaisseur de 15 [cm]. La profondeur considérée pour le fond de coffre est de 60 [cm], celle-ci correspond à la profondeur au delà de laquelle la résistance du sol lors de l'essai à la plaque (avec un diamètre de 30.91 [cm]) a une influence négligeable. En effet, on considère qu'on delà de cette profondeur, les contraintes induites par l'essai à la plaque sont nulles. Cette structure est représentée sur la Figure 15. La nature et les propriétés du sol en place seront les paramètres de l'étude et pour ce qui est des couches supérieures, elles seront fixées.

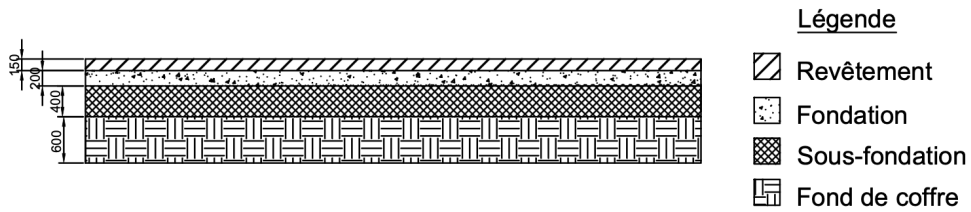


FIGURE 15 – Schéma structure routière - infiltration par le revêtement

Ce type de structure permet la circulation des véhicules légers ($< 3.5 [T]$) à hauteur de 5000 passages par jour et celle des poids lourds ($> 3.5 [T]$) à un maximum de 100 par jour. Le choix de cette structure type se justifie par la large possibilité de l'étendre en situations réelles.

Concernant la structure routière type (tirée de [16]) dans le cas d'étude d'une infiltration par les drains latéraux se compose du sol en place (60 [cm] sont considérés comme dans le cas précédent), une sous-fondation en empierrement drainant de 40 [cm], une fondation en empierrement de 20 [cm] et d'un revêtement en trois couches se composant de 5 [cm] AC-14base3-1, 5 [cm] AC-14base3-1 et 4 [cm] AC-10surf4-1. Ce type de structure permet le passage d'un trafic lourd corrigé compris entre 75 et 100 poids lourds par jour avec un risque de rupture de 50 %. La structure est représentée sur la Figure 16.

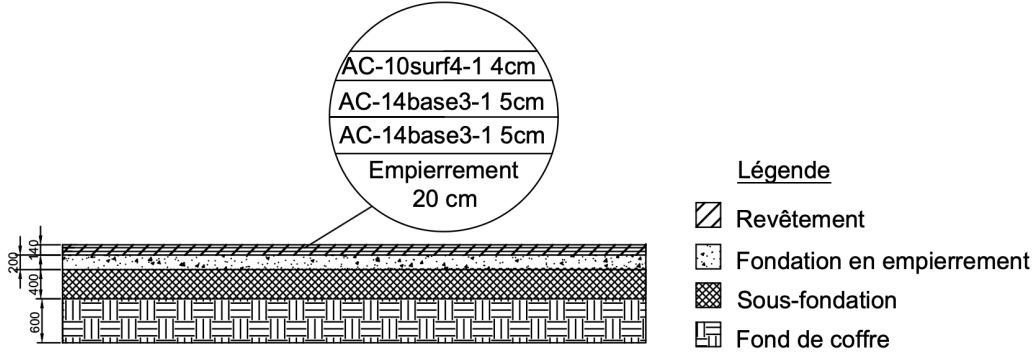


FIGURE 16 – Schéma structure routière - infiltration par les drains latéraux

En résumé, les deux structures routières présentées dans cette partie seront les deux structures étudiées dans ce document. La structure avec le revêtement perméable sera utilisée dans les cas d'infiltrations par le revêtement. Tandis que la structure avec le revêtement imperméable sera utilisée dans les cas d'infiltrations par les drains latéraux directement dans la sous-fondation.

4.4 Paramètres du modèle

Les paramètres du modèles sont déterminant vis-à-vis de la simulation. Cette partie s'attarde sur leur estimation de manière à imposer des valeurs cohérentes pour les couches et matériaux considérés.

En se basant sur la littérature relatif aux estimations des modules (cfr section 3.8), on distingue les paramètres du modèle concernant le module résilient de la sous-fondation de ceux relatifs au module élastique du sol.

Attention, les sources se concentrent exclusivement sur les sols insaturés et les matériaux de sol compactés. Le béton poreux étant un matériau rigide cimenté, il possède une structure de squelette différente de celle d'un sol. Les sources ne fournissent pas de données ou de validation spécifiques pour le béton poreux ou d'autres matériaux contenant un liant hydraulique.

Pour les bétons poreux et matériaux cimentaires poreux, l'effet de la saturation sur la rigidité est généralement modélisé différemment. Dans ces matériaux, la structure solide est cimentée et relativement rigide, tandis que les pores peuvent être remplis d'air ou d'eau. La variation du module élastique avec la saturation est alors principalement liée au changement des propriétés mécaniques du fluide dans les pores qui modifie la compressibilité globale du matériau poreux. Des relations empiriques reliant le module élastique à la saturation sous forme d'une interpolation entre un module sec et un module saturé, exprimée par une loi puissance du degré de saturation, sont également couramment utilisées pour décrire ce comportement. Des études expérimentales sur les matériaux cimentaires poreux et les roches poreuses confirment ainsi que le module élastique augmente progressivement avec la saturation. Sachant cela, on peut, d'un point de vue

sécuritaire, considérer le module élastique comme constant dans le cas des bétons poreux (cfr [51]).

Les paramètres des deux structures routières étudiées seront définis pour les couches comme suit :

1. Revêtement perméable :
 - Revêtement
 - Fondation
 - Sous-fondation
 - Fond de coffre
2. Revêtement imperméable :
 - Sous-fondation
 - Fond de coffre

Avec des paramètres identiques pour les couches de fond de coffre et de sous-fondation. Les couches de revêtement et de fondation n'étant pas impactées dans le cas d'un revêtement imperméable (infiltration directement au niveau de la sous-fondation).

4.4.1 Revêtement

Les paramètres devant être estimés pour le modèle hydrique sont les suivants : n la porosité, S_r la saturation résiduelle, k la perméabilité, α et m les paramètres du modèle de Van Genuchten.

Pour cette couche unique composée de pavés de béton drainants et d'une fine couche de pose, les paramètres sont issus de [20], dans laquelle des parkings en pavés de béton drainant ont été spécifiquement modélisés. L'utilisation de ces valeurs comme valeurs de référence se justifie par la similarité des conditions hydrauliques et structurales étudiées, notamment en terme de matériaux utilisés.

La porosité est fixée à 0.23, ce qui correspond à la valeur mesurée pour des pavés drainants en béton (cette valeur est cohérente avec celle proposée dans la référence [15] du *CRR*). D'autres sources indiquent que pour ces matériaux, la porosité se situe généralement autour des 0.25 (cfr [17]), ce qui confirme que la valeur retenue reste dans un intervalle réaliste et représentatif.

La saturation résiduelle est estimée à 0.02 (cfr [20]). Cette faible valeur se justifie physiquement par la structure du matériau composée de pores larges. Dans ce type de milieu, les forces capillaires sont faibles et ne permettent pas de retenir l'eau. Ce qui implique, qu'après le drainage, seule une faible fraction d'eau reste présente dans la matrice solide.

La conductivité hydraulique est fixée à $5.4 \cdot 10^{-5}$ [m/s] (source *CRR*) et représente la valeur minimale permettant l'infiltration de l'eau d'une pluie d'une durée de 10 minutes sur une période de retour de 20 ans avec un coefficient de sécurité de 2 (cfr [15]).

Les valeurs des paramètres α et m pour des pavés sont respectivement de 0.00297 [Pa^{-1}] et 0.82. Cela traduit une distribution de taille des pores uniforme et un drainage rapide dès que la pression devient légèrement négative (cfr [20]).

le paramètre α , lié à la pression d'entrée d'air, prend ici une valeur élevée, ce qui indique que le drainage du matériau débute pour des pressions interstitielles faibles. Le paramètre m , proche de 1, traduit quant à lui une distribution de tailles de pores relativement uniforme. Du point de vue de l'écoulement hydraulique, cette combinaison de paramètres implique une courbe de rétention raide, où la désaturation se produit rapidement dès que la pression devient légèrement négative. Ce comportement est cohérent avec le caractère drainant du matériau.

Le choix des sources de paramètres repose sur une logique de cohérence physique et sur une représentation expérimentale des propriétés étudiées. Ainsi, la majorité des paramètres du modèle de Van Genuchten est issue de la référence [20]), tandis que la conductivité hydraulique est extraite du dossier technique du *CRR*. Les travaux [20] constituent une référence pertinente pour la description des propriétés des pavés de béton drainant car ils proposent une "calibration" complète du modèle de Van Genuchten spécifiquement adaptée à ce type de revêtement. Ces paramètres dépendent fortement de la structure poreuse du matériau (distribution des tailles de pores, connectivité, effets capillaires). Pour ces raisons, il est donc important de conserver un jeu de paramètres cohérent afin de préserver la validité physique. En revanche la valeur de conductivité hydraulique est imposée dans [15] pour ce type de revêtement.

4.4.2 Fondation

Le béton maigre drainant a une structure de pores similaire au béton poreux utilisé en revêtement, dans le sens où il s'agit dans les deux cas de matériaux à forte porosité permettant l'infiltration rapide et le drainage de l'eau. Cependant, le béton maigre drainant présente généralement une structure plus hétérogène et moins contrôlée que les bétons poreux de surface souvent préfabriqués. Il permet d'assurer l'écoulement vers la sous-fondation.

Pour la porosité, une valeur de 0.25 est retenue, cohérente avec les structures de béton poreux à forte perméabilité (cfr [17]).

Saturation résiduelle est quant à elle maintenue à 0.02 par analogie avec les autres bétons drainants (cfr 20).

En l'absence de données spécifiques pour le béton maigre drainant, nous utilisons les constantes empiriques proposées dans [35] pour les matériaux de surface poreux : $\alpha = 0.002 [Pa^{-1}]$ et $m = 0.82$. Ces valeurs sont représentatives de matériaux granulaires liés ayant des pores larges mais moins uniformes que des pavés préfabriqués.

Le choix des paramètres provenant de différentes études dans le cas du béton poreux se justifie par l'absence caractérisation complète de ce type de matériau dans les ressources exploitées de la littérature. Dans ce sens, une approche par "analogie" est choisie afin de construire un jeu de paramètres cohérent du point de vue du modèle de Van Genuchten en tenant compte des spécificités du matériau en question.

4.4.3 Sous-fondation

Cette couche en empierrement drainant est constituée de granulats concassés.

Les sources suggèrent une fourchette large selon la granulométrie, allant de 0.00008 $[m/s]$ (cfr [35]) à plus de 0.01 $[m/s]$ (cfr [17]) pour des graviers propres. Pour un empierrement drainant classique, une valeur de 0.001 $[m/s]$ est une estimation moyenne réaliste, c'est précisément cette valeur qui est considérée dans [17].

La porosité est généralement comprise entre 0.25 et 0.40 pour des granulats ouverts (cfr [17]). Nous retenons 0.40 qui est une valeur courante pour un empierrement ([20] utilise la valeur de 0.4 pour un empierrement de type 4/25 mm).

La saturation résiduelle est fixée à 0.03, c'est une valeur empirique standard pour les couches en granulats concassés (cfr [17]).

En ce qui concerne les paramètres α et m , nous utilisons les valeurs tirées de [17] pour les couches de base en granulats : $\alpha = 0.0001 [Pa^{-1}]$ et $m = 0.5$. La valeur élevée de α reflète la très faible tension d'entrée d'air (les pores sont si gros que l'air y pénètre presque immédiatement dès que le matériau n'est plus saturé) (cfr [17]).

Concernant la partie mécanique, les paramètres à estimer sont les suivants : $E_{r,opt}$ le module résilient à l'optimum, $S_{r,opt}$ la teneur en eau à l'optimum, n la porosité, F la teneur en fines et FR le pourcentage de matériaux concassés.

La porosité a été fixée précédemment à la valeur de 0.40.

Selon le CCT Qualiroutes [47], le pourcentage de matériaux concassés doit au minimum être de 50 % et la teneur en fines ne peut excéder 3 %. Ces deux valeurs seront retenues.

Le module résilient à l'optimum est de 200 [MPa] et correspond à une valeur courante pour une sous-fondation (cfr [14]) et le degré de saturation à l'optimum est de 0.51. Cette valeur de module résilient ne correspond pas nécessairement à la valeur maximale, il s'agit de la valeur du module correspondant au maximum de densité sèche.

4.4.4 Sol en place

Pour représenter une gamme de sols relativement large, trois classes texturales issues de la classification de l'*USDA* (cfr [45]) ont été sélectionnées. Elles couvrent les comportements médians pour les sables, limons et argiles.

Le sable représente les sols à texture grossière, caractérisés par une perméabilité élevée et une faible rétention d'eau.

Le limon représente un sol équilibré, souvent rencontré en pratique, avec une capacité de rétention et une perméabilité intermédiaires.

L'argile représente les sols fins à faible perméabilité et forte rétention, incluant les classes d'argile, d'argile silteuse et d'argile sableuse.

Toutes les valeurs récupérées de [45] sont représentées dans la Table 2.

Notons que les valeurs des paramètres dans la référence [45] sont fournies en échelle logarithmique et se base sur une loi log-normale. Pour cette raison, en convertissant le logarithme en une valeur classique, on obtient les valeurs médianes.

Concernant la partie mécanique, les paramètres à estimer dans le cas du sol en place sont les suivants : M_{sec} le module sec, M_{sat} le module saturé et m le paramètre d'ajustement.

Pour les modules sec et saturé, on se basera sur la référence [2], celle-ci permet de considérer les valeurs 50 [MPa] pour le module sec (la valeur dans la source est de 100 [MPa] mais celle-ci a été réduite de moitié pour être plus cohérente avec les cas étudiés) et 11 [MPa] pour le module saturé. En l'absence de données précises pour chacun des sols étudiés, ces valeurs s'avèrent être dans un ordre de grandeur cohérent dans le cadre de cette étude. Par conséquent, ces valeurs seront considérées pour chacun des sols en place.

Les valeurs du paramètre d'ajustement m sont tirées de [38].

NB : pour la partie mécanique, le sable n'est pas considéré. Comme précédemment mentionné, en raison de son caractère drainant, celui-ci ne rentre pas dans le cadre d'intérêt de l'étude en ce qui concerne la portance du sol.

4.4.5 Tables récapitulatives

Les valeurs de perméabilités intrinsèques ont été converties en conductivités hydrauliques saturées (K_s) via la relation (13).

Les tables 2¹, 3² et 4³ représentent respectivement les paramètres du modèle hydrique, mécanique de la

1. Dans la Table 2, les paramètres du revêtement et ceux de la fondation concernent uniquement les cas de la structure avec un revêtement infiltrant, tandis que les paramètres de la sous-fondation et ceux des sols sont valables pour les deux structures (revêtement perméable et imperméable).

2. Dans la Table 3, les paramètres sont valables pour les deux structures (revêtement perméable et imperméable).

3. Dans la Table 4, les paramètres sont valables pour les deux structures (revêtement perméable et imperméable).

sous-fondation et mécanique des sols

Couche	n [/]	S_r [/]	k [m^2]	K [m/s]	$\alpha [Pa^{-1}]$	m [/]
Revêtement	0.23	0.02	$5.4 \cdot 10^{-12}$	$5.4 \cdot 10^{-5}$	$2.97 \cdot 10^{-3}$	0.82
Fondation	0.25	0.02	$4 \cdot 10^{-11}$	$4 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-3}$	0.82
Sous-fondation	0.40	0.03	$1 \cdot 10^{-10}$	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-2}$	0.5
Sol - sable	0.41	0.044	$5.9 \cdot 10^{-12}$	$5.9 \cdot 10^{-5}$	$2.7 \cdot 10^{-4}$	0.65
Sol - limon	0.44	0.065	$1.3 \cdot 10^{-13}$	$1.3 \cdot 10^{-6}$	$3.1 \cdot 10^{-5}$	0.45
Sol - limon 2	0.44	0.065	$3.1 \cdot 10^{-15}$	$3.1 \cdot 10^{-8}$	$3.1 \cdot 10^{-5}$	0.45
Sol - argile	0.44	0.09	$5.4 \cdot 10^{-14}$	$5.4 \cdot 10^{-7}$	$1.1 \cdot 10^{-4}$	0.35

TABLE 2 – Paramètres hydriques du modèle

Couche	n [/]	FR [%]	F [%]	$S_{r,opt}$ [/]	$E_{r,opt}$ [MPa]
Sous-fondation	0.40	50.0	0.03	0.51	200

TABLE 3 – Paramètres mécanique du modèle pour la sous-fondation

Couche	n [/]	E_{sec} [MPa]	E_{sat} [MPa]	m [/]	θ_d [/]
Sol - argile	0.44	50.0	11.0	0.80	0.09
Sol - limon	0.44	50.0	11.0	1.08	0.065
Sol - limon 2	0.44	50.0	11.0	1.08	0.065

TABLE 4 – Paramètres mécanique du modèle pour les sols en place

5 Simulations

Le répertoire GitHub contenant les fichiers des simulations du module *Porous Flow* (cfr [52] et [53]) de *MOOSE Framework* (cfr [28]) est disponible via ce lien : <https://github.com/SmNGLT/TFE—Structures-routi-res-infiltrantes>

Cette section présente les résultats des simulations hydriques et mécaniques réalisées sur la structure routière avec un revêtement infiltrant soumise à plusieurs scénarios de précipitations. L’objectif est d’analyser l’influence des conditions hydriques sur la circulation de l’eau dans les différentes couches de la chaussée ainsi que sur l’évolution de la portance des matériaux. Les simulations considèrent plusieurs types de sols en place (sable, limon, limon 2 et argile) ainsi que différents événements pluvieux, allant d’une pluie courte et intense à des sollicitations saisonnières de longues durées. Les résultats sont présentés de manière progressive, en distinguant d’abord les phénomènes liés à la circulation hydrique, en portant une attention particulière sur l’évolution du degré de saturation, puis leurs impacts sur le comportement mécanique de la structure routière à travers l’évolution des modules des couches étudiées.

Enfin, certains résultats complémentaires sont repris en annexe (les cas 2A et 2B de la Table 5). Ceux-ci concernent la structure présentant un revêtement imperméable (cfr Figure 16) pour le cas des précipitations annuelles saisonnières et celui des précipitations de 30 jours. Les comportements observés sont très proches de ceux présentés dans cette section du document, seules de légères différences d’amplitude apparaissent dans les résultats et c’est précisément pour cette raison que ces cas sont repris en annexe. Les commentaires associés seront donc volontairement plus succincts.

La Table 5⁴ récapitule l’ensemble des cas étudiés.

Cas	Type de Structure	Type de précipitations
1A	Revêtement infiltrant (Figure 15)	Annuelle saisonnière
1B	Revêtement infiltrant (Figure 15)	Extrême de 30 jours
1C	Revêtement infiltrant (Figure 15)	Extrême de 1 jour
1D	Revêtement infiltrant (Figure 15)	Extrême de 10 minutes
2A	Revêtement imperméable (Figure 16)	Annuelle saisonnière
2B	Revêtement imperméable (Figure 16)	Extrême de 30 jours

TABLE 5 – Récapitulatif des simulations

5.1 Courbes de rétention d’eau

Comme détaillé dans la revue de la littérature, les courbes de rétention d’eau lient l’état de saturation avec la succion d’un matériau. Cette partie s’attarde sur l’analyse des résultats de ces courbes (Figure 17) en fonction des couches des structures routières étudiées et ce sur toute la gamme des teneurs en eau. Ces courbes sont indépendantes des scénarios de précipitation, puisqu’elles dépendent uniquement des paramètres du modèle de Van Genuchten (cfr revue de la littérature).

NB : sur la Figure 17, le cas des couches de revêtement et de fondation concerne uniquement le cas de la structure avec le revêtement infiltrant. Dans le cas de la structure possédant un revêtement imperméable, étant donné le fait que l’infiltration se fait par la sous-fondation, l’analyse de courbes de rétention d’eau des couches de revêtement et de fondation n’a pas d’intérêt. En revanche, pour ce qui est des couches de sous-fondation et des sols, celles-ci sont identiques dans les deux cas de structures étudiées.

Le revêtement et la fondation présentent des comportements très réactifs avec des valeurs d’entrée d’air proche de 1 [kPa], cela indique que ces couches laissent très facilement l’eau y pénétrer. La pente de leurs

4. Les résultats des cas 2A et 2B sont dans les Annexes A.2 et A.1

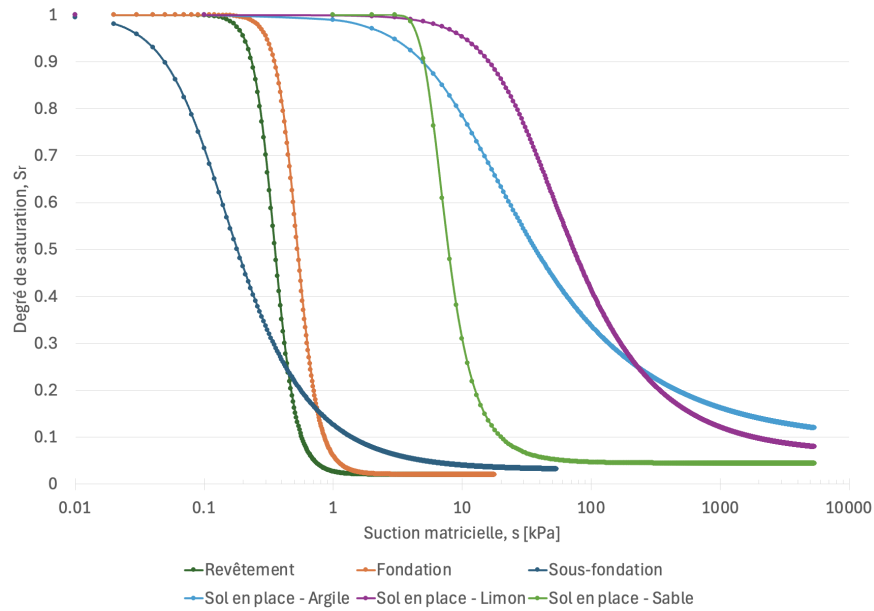


FIGURE 17 – Courbes de rétention d'eau des couches de la structure routière

courbes dans la partie décroissante est très raide, ce qui signifie que l'eau n'est que très peu retenue dans les matériaux. Cela s'explique par leurs fortes perméabilités ainsi que par leurs faibles capacités de rétention d'eau. Ces couches permettent donc une circulation rapide de l'eau.

La sous-fondation présente un comportement légèrement différent. Les variations de saturation y sont plus progressives et plus amorties que dans les couches supérieures indiquant que la distribution des tailles des pores est plus étendue que dans les cas précédents. La valeur d'entrée d'air comprise entre 0.01 et 0.1 [kPa] est quant à elle plus faible, cela traduit que dans le cas des empièvements la taille des plus gros pores est assez importante et que l'eau y pénètre sans aucune difficulté.

Les différences les plus importantes apparaissent au niveau du sol en place. Le sable possède une succion relativement haute à faible degré de saturation, avec des valeurs de quelques dizaines de kilopascals. L'humidification du sol ne change que très peu la valeur associée de succion, jusqu'à ce que la saturation soit complète. Pour l'argile et le limon, les variations sont lentes et les sols possèdent une forte succion dans l'état proche de l'état sec, celle-ci décroît à mesure que le sol s'humidifie. La baisse de succion est plus importante dans le cas de l'argile.

5.2 Cas 1A : infiltration par le revêtement - pluie annuelle saisonnière

Dans ce premier cas de simulation, la structure avec un revêtement perméable sera analysée en considérant une infiltration des précipitations par le revêtement, intermittentes sur une durée d'une année.

5.2.1 Impact des conditions initiales - circulation hydrique

Dans cette partie, l'impact des conditions initiales du système va être évalué, c'est-à-dire qu'il suffira de faire varier le degré de saturation initial dans la route et d'analyser l'effet que cela engendre sur l'évolution de la teneur en eau dans la structure. Pour cela plusieurs possibilités : partir d'une structure sèche, partir d'une structure saturée ou partir d'un état de saturation intermédiaire.

La Figure 18 représente les évolutions des degrés de saturation pour les couches de la structure et cela pour trois conditions initiales distinctes pour les valeurs de degré de saturation. Des degrés de saturation faible (IC0), intermédiaire (IC1) et élevé (IC2).

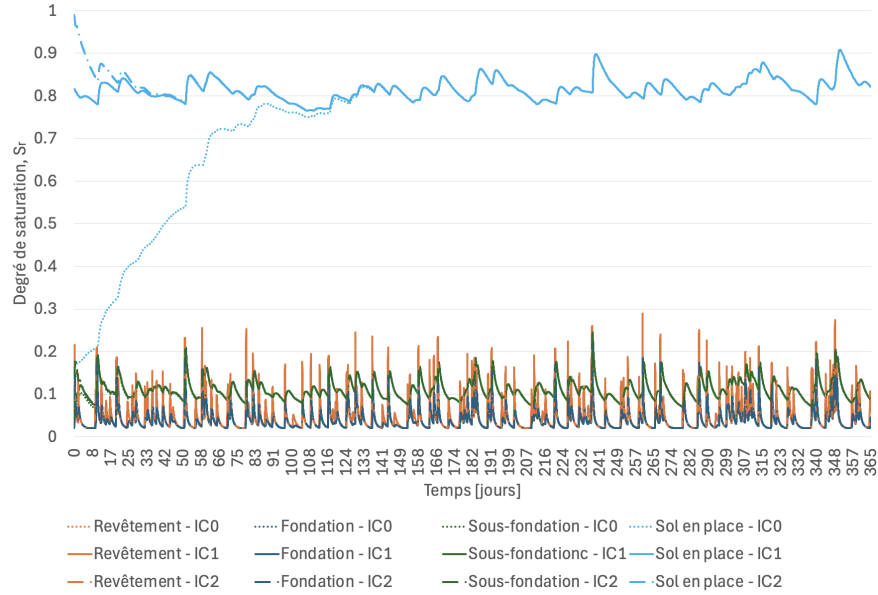


FIGURE 18 – Saturation en fonction du temps pour différentes conditions initiales - Cas 1A (sol en argile)

L'impact des conditions initiales apparaît surtout au début de la simulation et varie fortement selon la couche considérée.

Dans le sol en place, l'influence est très marquée. La condition initiale IC0 démarre avec un degré de saturation largement plus faible que IC1 et IC2. On observe ensuite une augmentation progressive de la saturation jusqu'à atteindre des valeurs qui se confondent avec celles des autres cas. La condition initiale IC2 démarre à un état proche de la saturation et décroît petit à petit pour rejoindre la courbe IC1. On remarque que IC2 met un temps plus court (environ 45 jours) que IC0 (environ 130 jours) pour rejoindre la courbe IC1. Cela peut être dû au fait que, au plus un sol est proche de la saturation, au plus sa conductivité hydraulique sera importante et se rapprochera de la valeur de conductivité hydraulique à la saturation. Pour cette raison, IC0 possède initialement une conductivité hydraulique non saturée assez faible et celle-ci augmente à mesure que le degré de saturation augmente.

Pour les couches supérieures, les différences entre conditions initiales sont nettement moins marquées. Même si de très légers écarts apparaissent au début, les courbes tendent très rapidement à se superposer. Cela est dû au fait que ces couches sont très drainantes et donc celle-ci drainent rapidement leur contenu hydrique sous l'effet des périodes de pluie.

Cela démontre que le sol en place possède une forte inertie hydraulique en comparaison aux couches supérieures, c'est-à-dire que son état initial contrôle fortement la réponse au début de la simulation et l'équilibre met un temps relativement long pour s'établir.

D'après la Figure 18, avec le temps l'effet des conditions initiales tend à disparaître au profit d'un comportement hydrique similaire. Pour une structure donnée, des paramètres fixes, les valeurs de saturation convergent vers les mêmes valeurs peu importe les conditions initiales du système. C'est-à-dire que la structure converge vers un état de saturation, dépendant des caractéristiques de la structure et de la valeur des

conditions limites.

L'argile a été choisi comme sol en place mais les mêmes conclusions s'appliquent pour les autres types de sol.

NB : la condition initiale IC1 n'a pas été choisie au hasard, cette dernière correspond à l'état de saturation proche de l'état stabilisé obtenu dans les simulations pour le sol considéré.

5.2.2 Circulation hydrique

Dans cette première partie relative à la circulation hydrique on va s'intéresser à l'évolution temporelle du degré de saturation dans la structure routière couche par couche et ceci pour trois cas de sol en place ; un sol en sable (Figure 19), en limon (Figure 20) et en argile (Figure 21).

Des tendances générales communes entre les trois cas peuvent être observées. L'infiltration de l'eau pénètre d'abord par la surface, puis l'eau se redistribue dans les couches. Des alternances de phases d'augmentation du degré de saturation, puis de drainage sont également observées.

Sur les graphes de saturation, il y a une différence de temps de réponse entre les couches. Le revêtement présente des pics étroits et répétés, il réagit vite aux événements humides mais ne stocke pas durablement l'eau. La fondation présente un comportement similaire au revêtement, elle reste à des niveaux de saturation faibles, elle s'humidifie ponctuellement puis revient rapidement à un état peu saturé. La sous-fondation réagit plus lentement, ses hausses et baisses du niveau d'eau sont plus larges et progressives. Enfin, le sol en place ne se contente pas de réagir à l'événement de pluie actuel, il garde en mémoire les événements précédents en conservant un niveau de saturation assez élevé (dans les cas du limon et de l'argile).

Les pics rapides de saturation dans le revêtement et la fondation coïncident avec les épisodes de pluie. En raison de la faible teneur en eau résiduelle et de la perméabilité élevée de ces couches, le degré de saturation redescend de manière très rapide et les pics de saturation ne dépassent pas la valeur de 0.3. Les pics forts dans ces couches sont dus au fait que leurs porosités et leurs épaisseurs sont plus faibles, et donc pour un même apport d'une quantité d'eau cela induira une plus grande variation du degré de saturation par rapport à la sous-fondation qui présente une porosité et une épaisseur plus importantes.

Cela est dû au fait que la saturation est calculée comme la moyenne sur toute l'épaisseur de la couche)

Les différences majeures entre les trois cas de sol proviennent de la nature du sol, qui contrôle la capacité de rétention d'eau et la vitesse de drainage.

En se basant de la Figure 19, le sol en place reste à des valeurs assez faibles de degré de saturation, qui varie entre 0.12 et 0.20. Les pics sont relativement rapides mais de courtes durées, la désaturation est rapide après les épisodes pluvieux. L'eau traverse rapidement le sol en y étant pas stockée de manière prolongée. Ce type de sol assez drainant a pour conséquence de limiter les risques d'une saturation soudaine.

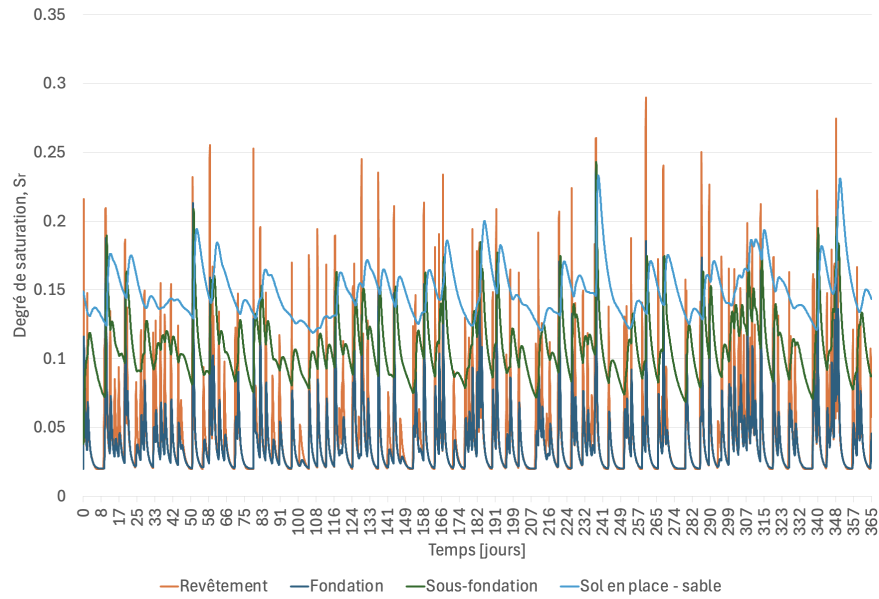


FIGURE 19 – Saturation en fonction du temps - Cas 1A (sol en sable)

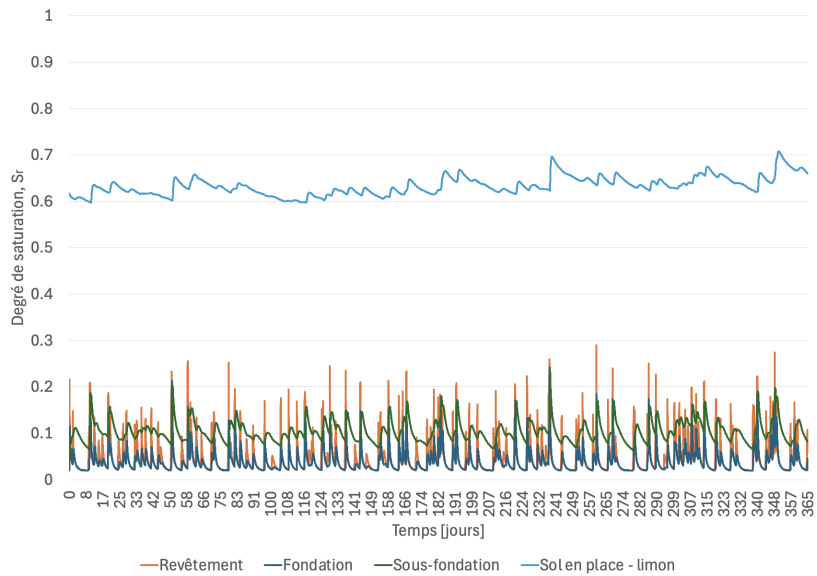


FIGURE 20 – Saturation en fonction du temps - Cas 1A (sol en limon)

Le comportement du limon (Figure 20) est intermédiaire. Le degré de saturation du sol en place varie entre 0.60 et 0.70. Le sol est relativement sensible aux infiltrations. Ce comportement hydrique est plus critique que le sable et sa sensibilité aux périodes pluvieuses est nettement plus importante.

Sur la Figure 21, l'argile garde un degré de saturation très élevé, entre 0.78 et 0.90, après chaque période de pluie, la désaturation est faible. Cela est dû au fait que l'argile possède une capacité de rétention d'eau plus élevée, une faible perméabilité et donc un drainage lent. Le système reste donc globalement très humide toute l'année. Le maintien à un niveau de saturation élevé signifie que la structure routière travaille dans des

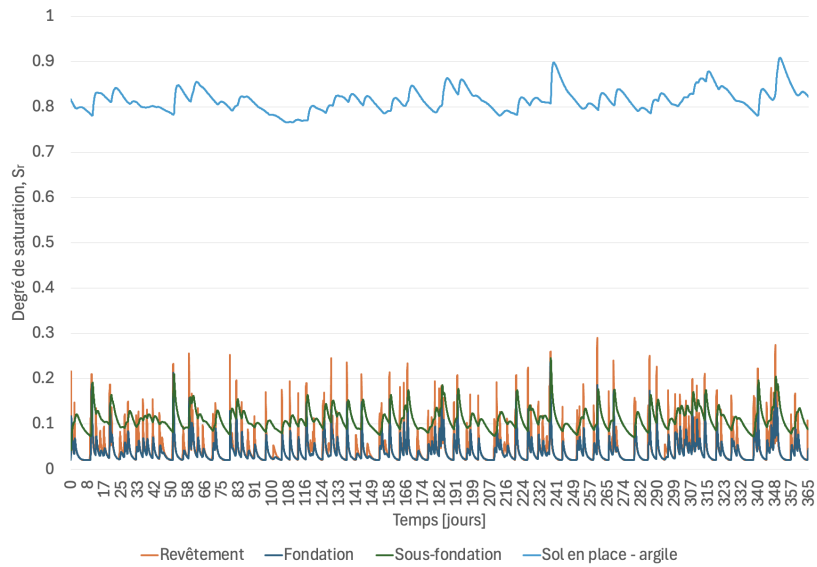


FIGURE 21 – Saturation en fonction du temps - Cas 1A (sol en argile)

conditions hydriques qui sont (a priori) défavorables presque en permanence.

Intéressons nous un peu plus en détail au sol en place. Plus précisément, on va analyser les valeurs extrêmes de degré de saturation dans le fond de coffre. Ces valeurs sont mises sur en perspective avec la courbe de rétention d'eau en fonction des types de sols de manière à distinguer les gammes de succion rencontrées.

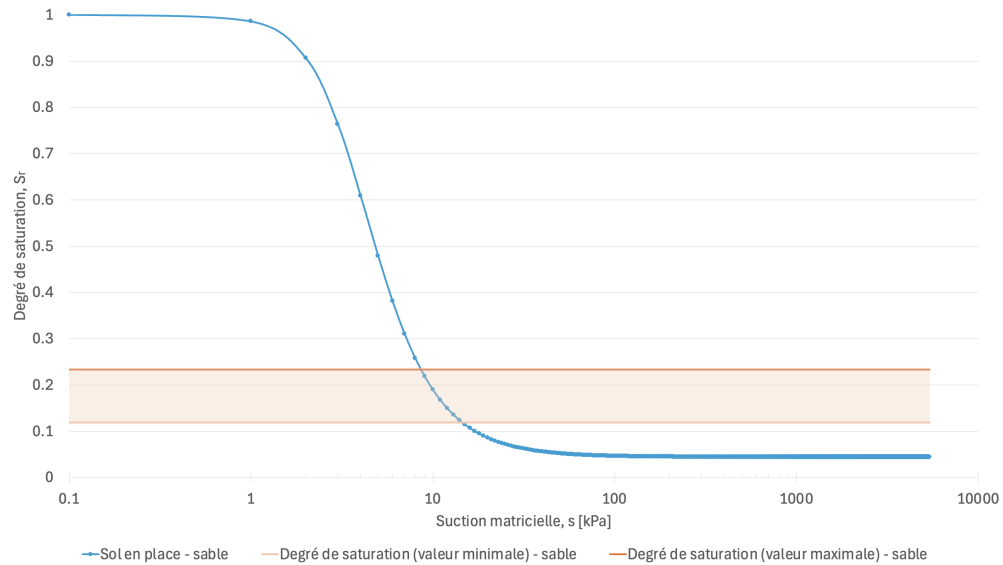


FIGURE 22 – Courbe de rétention d'eau - Cas 1A (sol en sable)

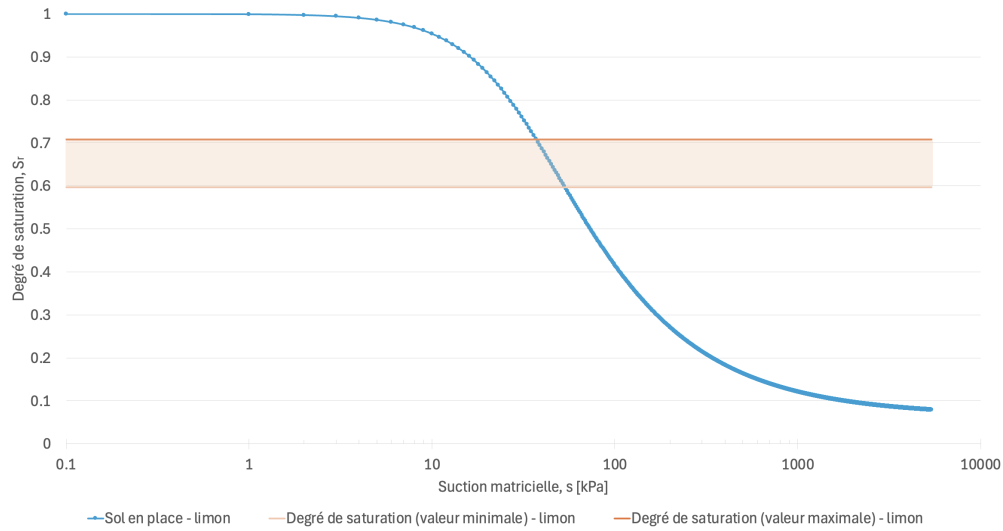


FIGURE 23 – Courbe de rétention d'eau - Cas 1A (sol en limon)

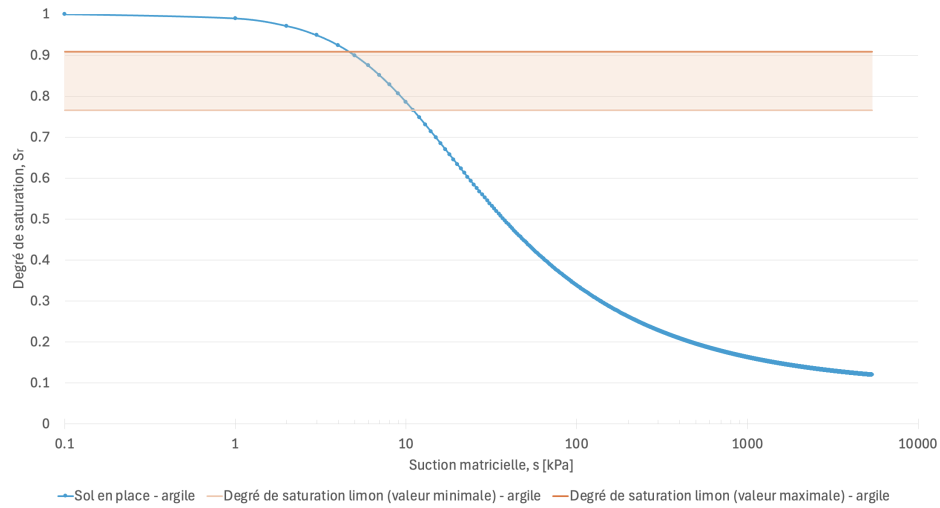


FIGURE 24 – Courbe de rétention d'eau - Cas 1A (sol en argile)

Dans les cas du sable et de l'argile, les gammes de succions sont proches de $10 [kPa]$. C'est dans le cas du limon où la gamme de succion est nettement supérieure. Cela démontre l'importance de représenter de manière correcte la courbe de rétention d'eau du matériaux considéré puisque les valeurs de succion sont directement impactées par cette dernière.

Dans les sols considérés précédemment, la perméabilité de ceux-ci s'avère être systématiquement suffisante pour ne pas engendrer une saturation complète du fond de coffre. Par conséquent les couches supérieures ne présentent qu'un faible degré de saturation. Il y a donc un intérêt d'étendre l'analyse à un cas où la perméabilité est réduite à une valeur telle que le fond de coffre reste saturé en permanence. Prenons pour cela le cas du sol en limon pour lequel la perméabilité du sol est réduite, passant d'une perméabilité de $1.3 \cdot 10^{-13} [m^2]$ à $3.1 \cdot 10^{-15} [m^2]$ (limon 2 dans la Table 2). Les résultats pour un fond de coffre en limon 2 sont visibles sur la Figure 25.

Pour ce type de sol en place, le fond de coffre reste saturé en permanence (il y a uniquement 2 périodes

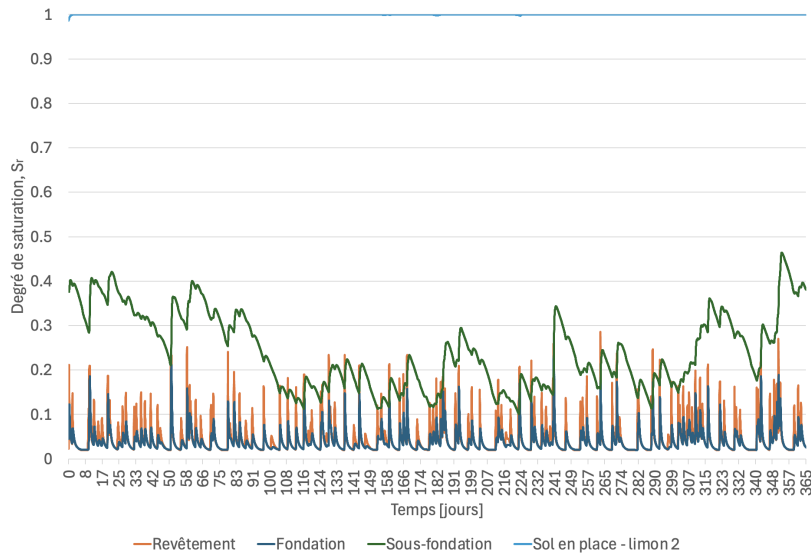


FIGURE 25 – Saturation en eau en fonction du temps - Cas 1A (sol en limon 2)

très courtes pendant lesquelles le degré de saturation diminue sous le seuil de saturation complète de manière négligeable lors des périodes de faibles pluies). Le revêtement et la fondation conservent des comportements et des amplitudes similaires aux cas précédemment analysés. En revanche, la sous-fondation présente une hausse du degré de saturation. Celui-ci est calculé comme étant la moyenne sur toute l'épaisseur de la couche. Le comportement observé est une saturation complète sur une certaine hauteur au dessus du fond de coffre puis, pour la hauteur restante de la sous-fondation, celle-ci est pratiquement sèche.

La courbe de rétention d'eau du limon 2 (cfr [26]) est identique à celle du limon (les paramètres du modèle de Van Genuchten sont identiques), la différence réside dans la gamme des suctions rencontrées pour ce type de sol.

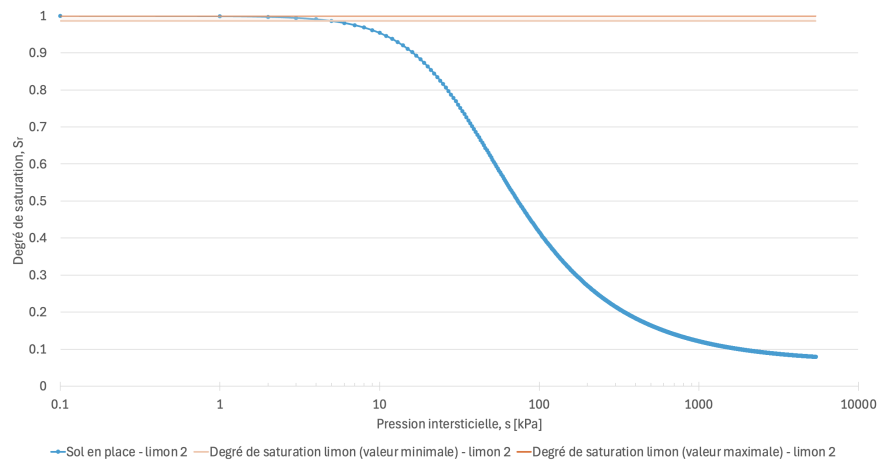


FIGURE 26 – SWRC - cas 1A - limon 2

Comparativement aux gammes de saturation dans les sols précédents, dans celle du limon 2, la gamme de succion associée est nettement plus faible.

NB : le sol pour le cas spécifique menant à une saturation de fond de coffre a été choisi de manière arbitraire comme étant un limon.

5.2.3 Portance de la structure routière

Intéressons nous à la partie mécanique, c'est-à-dire en ce qui concerne la résistance des différentes couches et la détermination des modules.

Sur base des observations de la partie hydrique, on fera l'hypothèse de négliger les variations de modules dans les couches de revêtement et de fondation. Cette hypothèse peut être faite car l'eau n'est présente que de manière ponctuelle lors des événements de pluie dans ces couches qui n'ont pas pour but de stocker l'eau qui ne fait que passer pour aller dans la sous-fondation (qui, elle, a un rôle de stockage temporaire) et finalement dans le sol en place. Cette hypothèse s'applique à tous les autres cas de ce document.

En se basant sur les lois d'approximation dans la revue de la littérature (cfr équation 17 pour les sols et équation 18 pour la sous-fondation), les variations du module résilient de la sous-fondation (axe des ordonnées de droite) et du module élastique du sol (axe des ordonnées de gauche) dans le cas du limon et de l'argile sont représentées aux Figures 27 et 28. Les couches de sol et sous-fondation présentent des fluctuations "synchronisées", mais avec des amplitudes et des sensibilités différentes (courbe de la sous-fondation plus nette, moins arrondie que celle des sols).

Comme exprimé dans la partie circulation hydrique, la répartition de la saturation dans la sous-fondation identifie deux zones/couches : une saturée et une sèche. Le calcul du module résilient se fait donc sur cette même base en considérant la sous-fondation en deux couches distinctes (pour l'épaisseur saturée h_1 , le module est $E_1 = E_{sat}$ et pour l'épaisseur sèche h_2 , le module est $E_2 = E_{sec}$) via l'équation 22 (cfr [13]).

$$\tilde{E} = E_r = \left(\frac{E_{sec} + h_2(E_{sat}/E_{sec})^{1/3}}{h_1 + h_2} \right)^3 \quad (22)$$

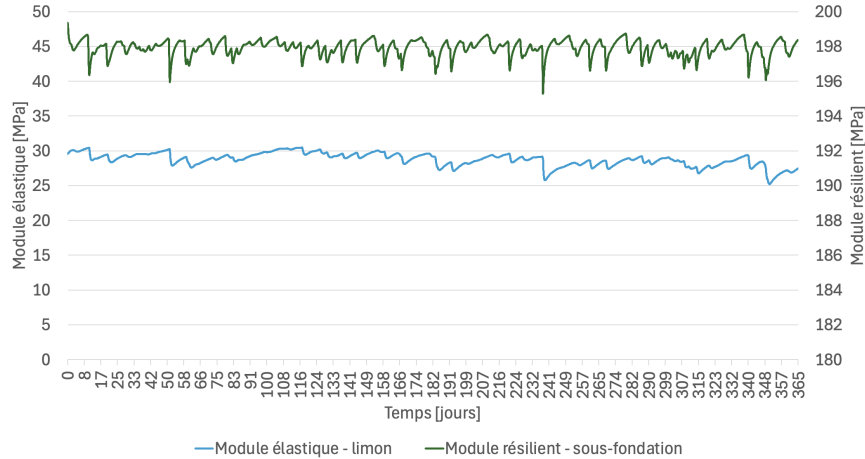


FIGURE 27 – Variations module élastique (limon) et module résilient (sous-fondation) - Cas 1A

Le module élastique du sol (limon) reste dans la gamme de valeurs comprises entre 25.21 [MPa] et 30.48 [MPa], ce qui indique une chute jusqu'à 50 % par rapport au module initial et des variations de l'ordre de 10 % du module initial au cours du temps. Dans le cas du sol en argile, le module élastique se situe dans

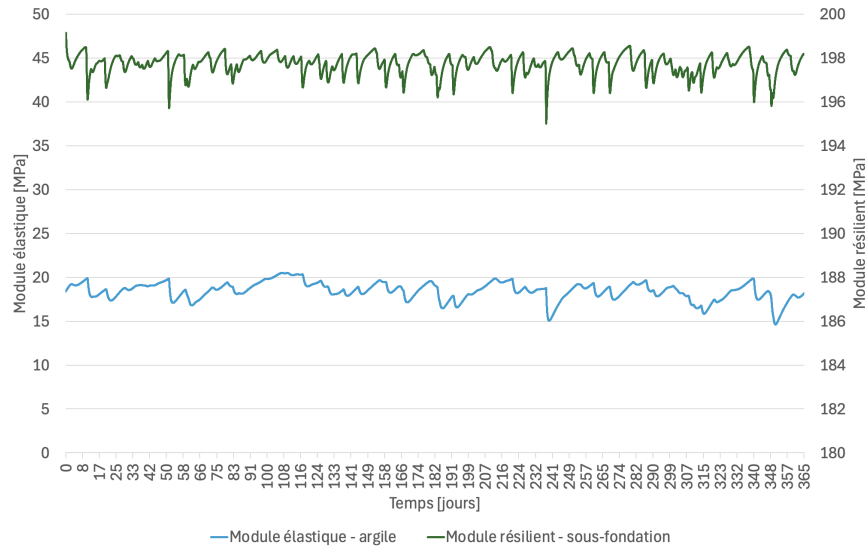


FIGURE 28 – Variations module élastique (argile) et module résilient (sous-fondation) - Cas 1A

les valeurs comprises entre 14.63 [MPa] et 20.50 [MPa] indiquant une chute plus importante de l'ordre de 70 % du module initial.

Le module résilient de la sous-fondation quant à lui reste entre 194.80 [MPa] et 198.70 [MPa] traduisant aussi une chute nettement plus faible que celle du sol en terme de pourcentage du module initiale (environ 2 %). Les valeurs sont pratiquement identiques dans les deux cas puisque le sol n'ayant pas atteint la saturation complète permet de drainer l'eau à la base de la sous-fondation.

Par rapport à la sous-fondation, le sol réagit aux variations de degré de saturation de manière amortie. Lorsque le sol s'humidifie, la succion diminue, ce qui entraîne une réduction de la rigidité du matériau et donc du module. Inversement, lors des phases de séchage, le module augmente progressivement mais de manière plus lente. En raison de son caractère moins drainant le sol en argile subit une baisse du module plus importante que celui en limon. Les chutes les plus marquées apparaissent notamment autour des jours correspondant à des pluies importantes ayant provoqué une augmentation du degré de saturation du sol. Globalement, l'intervalle de valeurs du module indique que le sol possède un comportement qui est relativement variable à cause des sollicitations hydriques saisonnières.

La sous-fondation présente un comportement plus fluctuant que pour le sol en place mais avec des amplitudes nettement plus faibles en comparaison au module initial. Son module subit de nombreuses chutes brusques et répétées. Comparativement au sol, les diminutions sont plus rapides, les remontées du module sont également rapides, les fluctuations sont plus fréquentes. Cela montre que la sous-fondation est beaucoup plus réactive aux variations hydriques de court terme. Les infiltrations d'eau modifient rapidement son état hydrique, ce qui affecte directement sa rigidité.

Ces résultats montrent que les conditions hydriques ont un impact direct sur la capacité portante de la structure routière.

Intéressons nous à présent au cas du sol en limon 2 présentant une perméabilité réduite provoquant la saturation du fond de coffre. Les résultats des variations de modules sont présentés à la Figure 29.

Le module élastique du sol reste de manière constante à la valeur de 11 [MPa] ce qui correspond à la valeur de module saturé fixée précédemment. La sous-fondation quant à elle présente des fluctuations plus

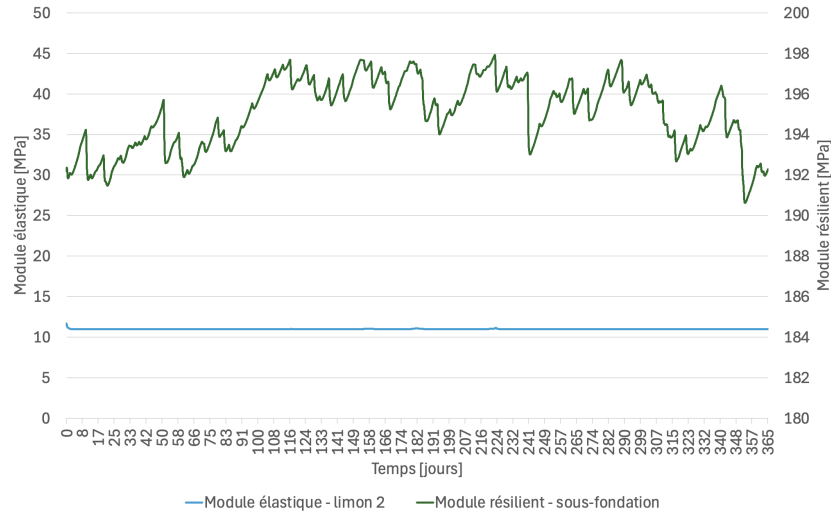


FIGURE 29 – Variation module de Young (limon 2) et module résilient (sous-fondation) - Cas 1A

importantes que dans les cas précédents avec des valeurs allant de $190.22 [MPa]$ à $197.96 [MPa]$. Ces variations restent somme toute modérée (moins de 5 % du module initial).

5.3 Cas 1B : infiltration par le revêtement - pluie de 30 jours

Cette partie présente les résultats des simulations de la structure 1 en considérant une infiltration des précipitations par le revêtement, intermittentes pendant une durée de 30 jours avec une période de retour de 50 ans. Quatre types de fond de coffre sont étudiés : sable, limon, limon 2 et argile. Comme précédemment, la structure routière reste identique dans les cas de simulations et uniquement la nature du fond de coffre varie.

5.3.1 Circulation hydrique

Le comportement général des couches de revêtement et de fondation sont identiques dans les simulations considérées, cela est dû au fait que la fondation n'est pas saturée.

Le revêtement présente des variations très rapides et cycliques du degré de saturation. Chaque épisode pluvieux provoque un pic brutal de saturation pouvant atteindre une valeur jusqu'à 0.26, suivi d'une décroissance rapide durant les périodes sèches.

La fondation présente également des pics de saturation "synchronisés" avec les épisodes de pluie mais avec une amplitude légèrement plus faible et une dissipation légèrement plus lente que dans le revêtement.

La sous-fondation présente un comportement beaucoup plus progressif, les fluctuations rapides sont atténuées et une accumulation de l'humidité au cours du temps est observée, contrairement aux couches supérieures.

Le cas des fonds de coffre, le sable (cfr Figure 32), présente les degrés de saturation les plus faibles, compris globalement entre 0.14 et 0.27. Les périodes pluvieuses provoquent bien une augmentation de la saturation mais celle-ci diminue rapidement pendant ces épisodes.

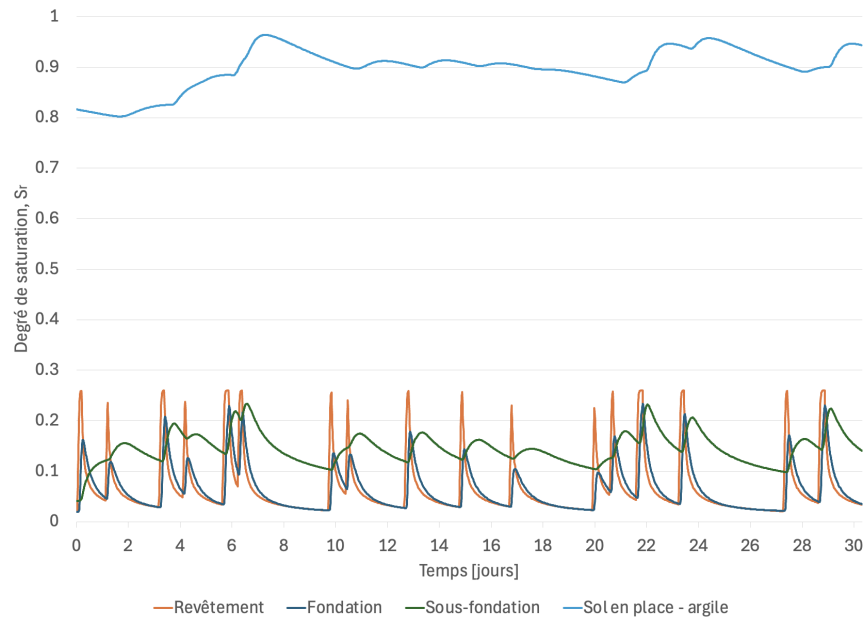


FIGURE 30 – Saturation en fonction du temps - Cas 1B (sol en argile)

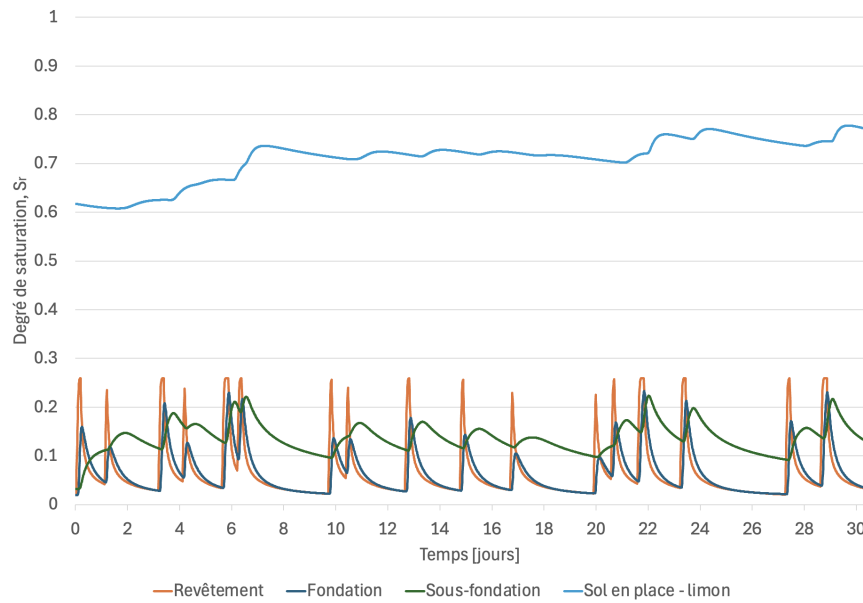


FIGURE 31 – Saturation en fonction du temps - Cas 1B (sol en limon)

Pour l'argile (cfr Figure 30) le degré de saturation initial est déjà très élevé et, au cours des 30 jours de simulation, ce degré de saturation augmente progressivement jusqu'à des valeurs proches de 0.96. L'argile montre une très forte capacité de rétention d'eau et une faible perméabilité. Les épisodes pluvieux successifs entraînent donc une accumulation progressive de l'humidité sans véritable phase de drainage efficace. Dans le sol en limon (cfr Figure 31), le degré de saturation est intermédiaire, variant approximativement entre 0.61 et 0.78.

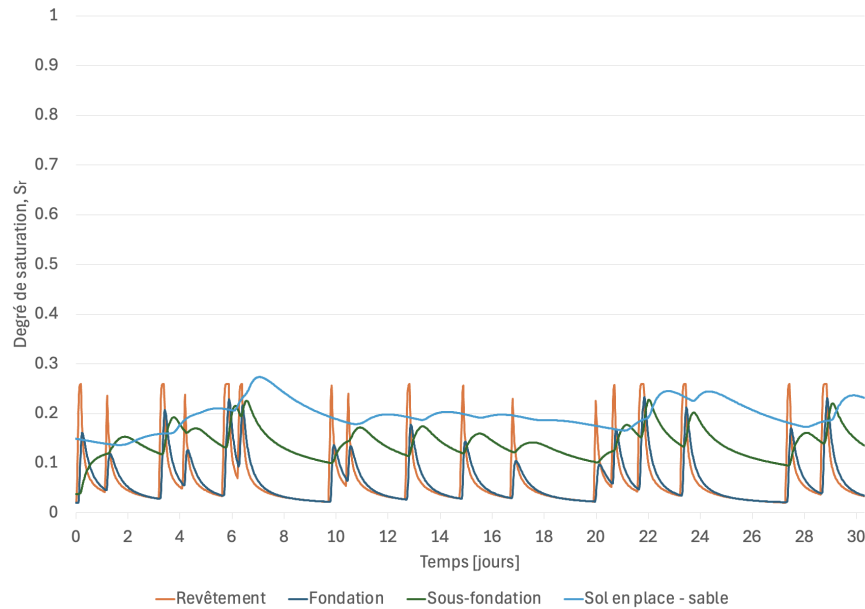


FIGURE 32 – Saturation en fonction du temps - Cas 1B (sol en sable)

Il est à présent intéressant de venir comparer le cas du sol en limon 2 car cela permet de montrer que lorsque le sol est saturé, le comportement hydrique d’une chaussée peut ne pas uniquement dépendre de la pluie et des propriétés des matériaux, mais aussi de son historique hydrique. Autrement dit, une même séquence pluvieuse peut produire des réponses très différentes selon que les couches de la structure démarrent en état sec, humide ou déjà proche de la saturation.

NB : pour les simulations présentées dans les Figures 33, 34 et 35, les durées sont étendues à 60 jours, c’est-à-dire que les 30 premiers jours correspondent aux événements pluvieux extrêmes (avec une période de retour de 50 ans), et les 30 jours suivants correspondent à des événements pluvieux basés sur les pluies annuelles saisonnières (c’est-à-dire des précipitations classiques). Le choix de ces précipitations et de cette temporalité est dans le but d’analyser les conséquences post événements extrêmes et, la manière avec laquelle la structure réagit à ces événements.

Le revêtement et la fondation ont un comportement similaire aux cas précédents, il n’est donc pas intéressant de s’y attarder. En revanche, la sous-fondation et le sol en place, sont les couches qui portent la mémoire du système. Comme vu précédemment, la sous-fondation a pour but de tamponner et donc sert de réservoir d’eau et, en raison de sa faible perméabilité, le sol garde une teneur en eau importante. Les précipitations imposent le rythme des pics, mais l’état initial contrôle la capacité de retour à un état moins humide.

Trois cas de conditions initiales sont investigués et pour lesquels, les états de saturation du fond de coffre et de la sous-fondation diffèrent et représentent des états réalistes qu’il est possible de rencontrer :

- IC1 : le fond de coffre est dans un état humide mais pas saturé et la sous-fondation est pratiquement sèche. Cet état de saturation initial peut être rencontré en cas de période très sèche durant laquelle la structure a eu le temps de perdre en contenu hydrique.
- IC2 : le fond de coffre est saturé et la sous-fondation est pratiquement sèche. Cet état est intermédiaire entre les cas IC1 et IC3.
- IC3 : le fond de coffre est saturé et la sous-fondation présente un état de saturation relativement élevé.

Cet état peut être rencontré de manière très probable pour cette structure et ce type de fond de coffre car c'est un état proche de celui dans lequel la structure se trouve dans le cas 1A (cfr Figure 25).

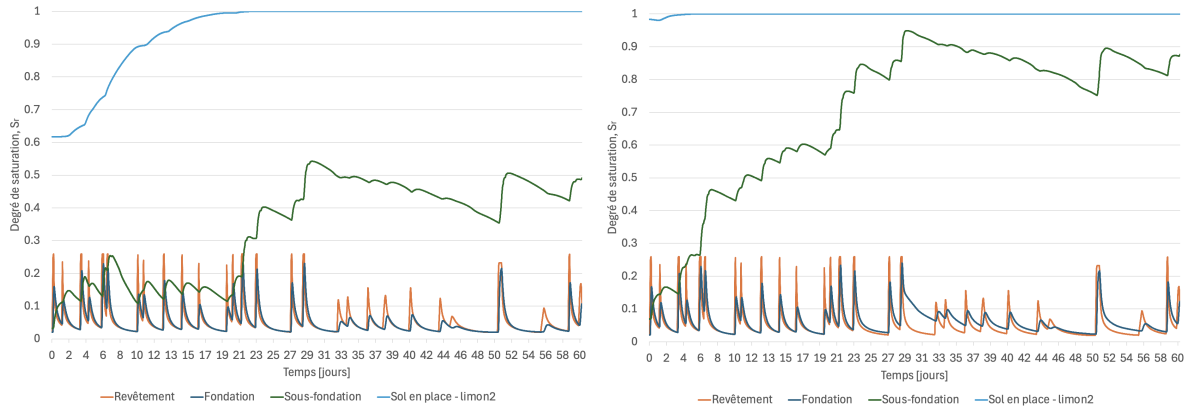


FIGURE 33 – Saturation en fonction du temps - Cas 1B (sol en limon 2) - CI1

FIGURE 34 – Saturation en fonction du temps - Cas 1B (sol en limon 2) - CI2

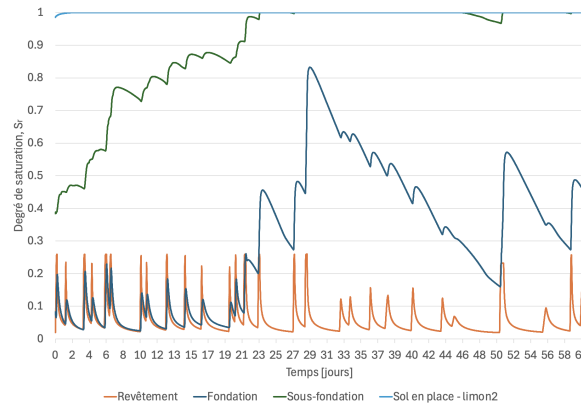


FIGURE 35 – Saturation en fonction du temps - Cas 1B (sol en limon 2) - CI3

La comparaison des trois cas montre très clairement que les conditions initiales ne modifient pas seulement le niveau de départ des courbes, elles changent aussi le comportement de la structure.

Sur la Figure 33 (IC1), l'état de saturation initial relativement sec permet d'atténuer les apports en eau, par conséquent le sol arrive à saturation mais la sous-fondation n'atteint que des valeurs relativement modérées.

Pour la condition IC2 (cfr Figure 34), la saturation initiale du sol en place accélère fortement la montée en eau de la sous-fondation et celle-ci devient nettement plus sensible aux précipitations.

Dans le cas IC3, un seuil supplémentaire est franchi, la combinaison d'un fond de coffre saturé et d'une sous-fondation déjà assez humide conduit à une surcharge en eau. Les apports en eau dans les conditions initiales sont tels que l'eau remonte jusque dans la fondation.

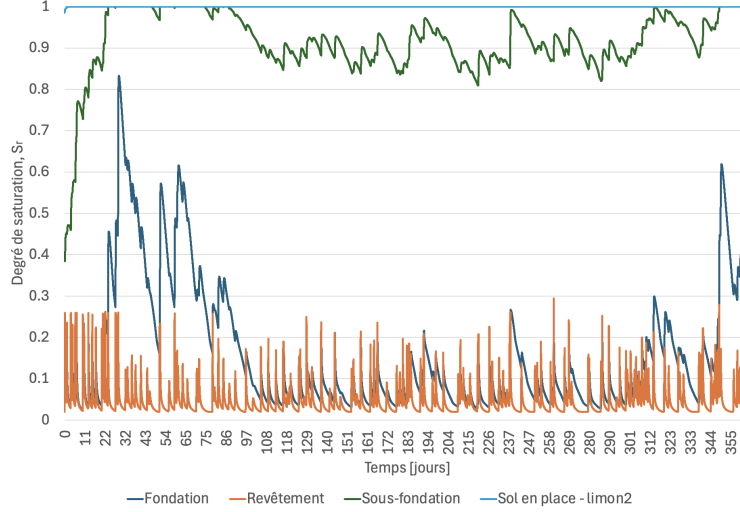


FIGURE 36 – Saturation en fonction du temps - Cas 1B (sol en limon 2) - CI3 - 1 an

La Figure 36, reprend les mêmes conditions initiales que celles de la Figure 35 mais la durée de la simulation est étendue à un an en considérant qu’au-delà de la période des 30 premiers jours, correspondant à l’évènement extrême, les précipitations suivantes correspondent à celles du cas 1A. Cela permet de démontrer que dans ce cas, une fois le fond de coffre saturé, la structure ne peut revenir à son état initial et reste durablement humide.

Les résultats pour un fond de coffre en limon 2 montrent clairement que l’humidité initiale de la structure a une réelle incidence sur la réponse hydrique. Pour ce type de fond de coffre, l’état hydrique initial des couches profondes est un paramètre aussi déterminant que la pluie elle-même. Lorsque le fond de coffre est initialement plus sec (IC1) l’augmentation de la saturation est atténuée, tandis qu’un sol partiellement ou totalement saturé (IC2 et IC3) conduit à une surcharge en eau durable (la structure reste saturée même après les pluies). Plus la structure démarre humide, plus elle perd sa capacité d’amortissement et de drainage, et plus le risque d’accumulation prolongée d’eau dans les couches devient élevé. La Figure 36 (simulation étendue sur 1 an) confirme que, dans le pire cas (IC3), la chaussée reste humidifiée à long terme.

5.3.2 Portance de la structure routière

Les tendances observées sur les Figures 37 et 38 sont très semblables avec des variations pratiquement identiques du module résilient de la sous-fondation. En ce qui concerne les variations de module élastiques, celles de l’argile varient entre environ 15 [MPa] et 20 [MPa], ce qui représente une chute encore plus importante que dans le cas du limon où la variation oscille entre 24 [MPa] et 32 [MPa].

Pour ce qui du fond de coffre en limon 2 (cfr Figures 39, 40 et 41), les variations de modules traduisent bien les comportements observés dans la partie circulation hydrique avec dans le cas initial le plus sec (IC1) une chute du module du fond de coffre à sa valeur saturée en l’espace de quelques jours et une diminution progressive du module résilient de la sous-fondation une fois le fond de coffre saturé. Dans le cas IC2, le fond de coffre présente un module élastique constant et la sous-fondation décroît très rapidement jusqu’à une valeur proche de sa valeur minimale indiquant que la couche est proche de la saturation totale. Dans le dernier cas (IC3), la Figure 41 montre clairement que même après la période de l’évènement extrême, les modules restent à des valeurs minimales pour les matériaux considérés.

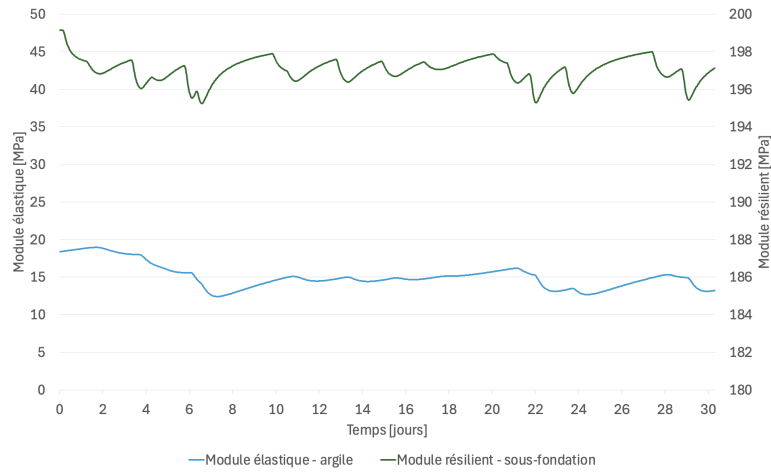


FIGURE 37 – Variation module élastique (argile) et module résilient (sous-fondation) - cas 1B

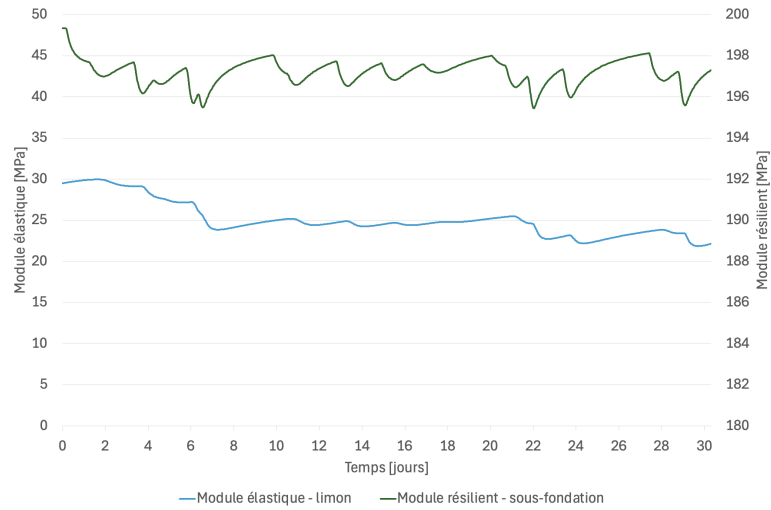


FIGURE 38 – Variation module élastique (limon) et module résilient (sous-fondation) - cas 1B

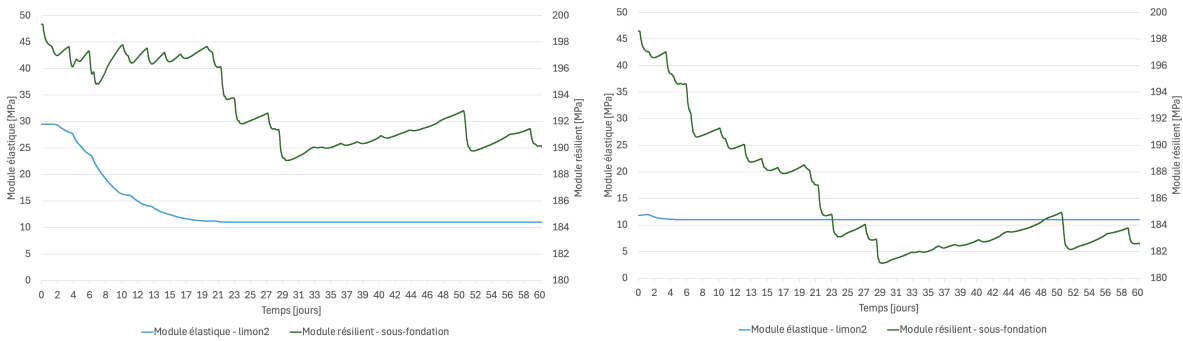


FIGURE 39 – Variation module élastique (limon2) et module résilient (sous-fondation) - cas 1B - CI1

FIGURE 40 – Variation module élastique (limon2) et module résilient (sous-fondation) - cas 1B - CI2

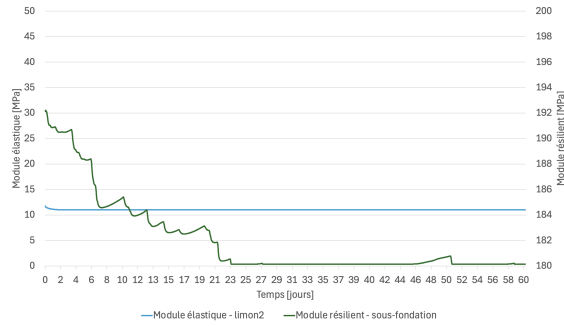


FIGURE 41 – Variation module élastique (limon2) et module résilient (sous-fondation) - cas 1B - CI3

5.4 Cas 1C : infiltration par le revêtement - pluie de 1 jour

Cette partie présente les résultats des simulations de la structure 1 en considérant une infiltration des précipitations par le revêtement, uniformes et continues pendant une durée d'une journée avec une période de retour de 50 ans. La simulation est étendue pendant une journée supplémentaire avec un arrêt des apports d'eau afin d'étudier le comportement de la structure directement après la période de pluie intense. Trois types de fonds de coffre sont étudiés : sable, limon et argile. Comme précédemment, la structure routière reste identique dans les cas de simulations et uniquement la nature du fond de coffre varie.

5.4.1 Circulation hydrique

Contrairement au cas précédent de pluie très courte et très intense (10 minutes), cette sollicitation prolongée entraîne une propagation plus importante d'eau dans l'ensemble de la structure, avec des effets marqués jusque dans le fond de coffre. Les résultats sont visibles sur les Figures 42, 43 et 44.

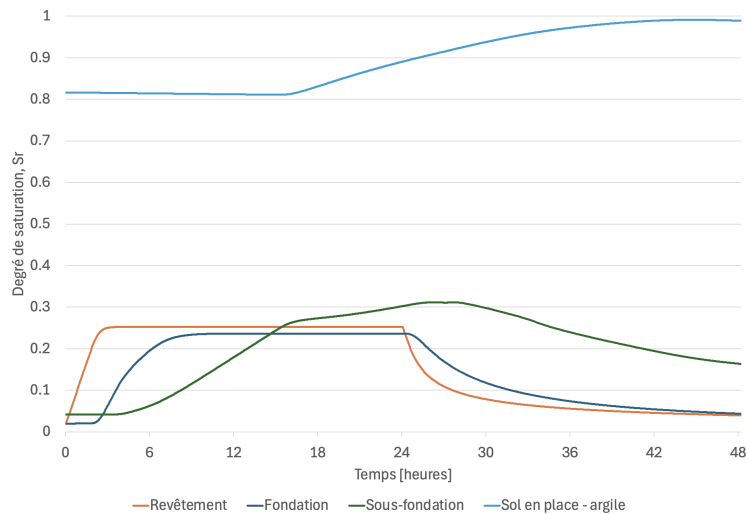


FIGURE 42 – Saturation en fonction du temps - Cas 1C (sol en argile)

Dans les cas considérés, le revêtement réagit rapidement dès le début de l'événement pluvieux. Son degré de saturation augmente brutalement pour atteindre une valeur stable de 0.25 durant la période de pluie. Une fois l'apport d'eau interrompu, une diminution progressive mais assez rapide est observée, traduisant le

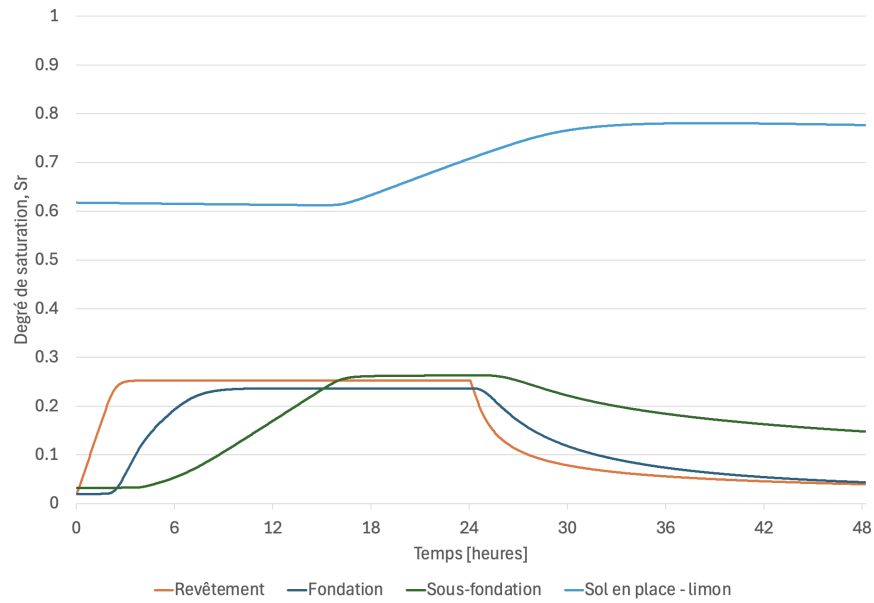


FIGURE 43 – Saturation en fonction du temps cas 1C - limon

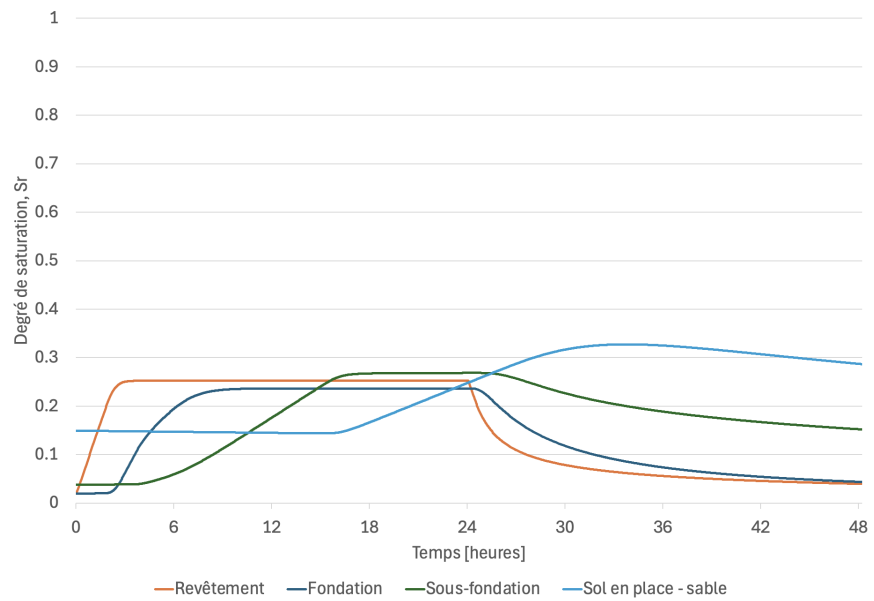


FIGURE 44 – Saturation en fonction du temps cas 1C - sable

drainage et le transfert de l'eau vers les couches inférieures.

La couche de fondation présente un comportement similaire avec un décalage par rapport au revêtement. Le degré de saturation augmente progressivement jusqu'à atteindre approximativement la valeur de 0.23, légèrement inférieure à celle du revêtement étant donné sa perméabilité plus importante. Puis, la saturation décroît de manière légèrement plus lente que le revêtement après la fin de la pluie.

La sous-fondation présente un comportement particulièrement intéressant. Contrairement au cas précédent, son degré de saturation continue d'augmenter même après la stabilisation des couches supérieures. Le maximum observé est supérieur à celui de la fondation et du revêtement, atteignant la valeur de 0.26 (dans le cas du sable et du limon) et 0.31 (dans le cas de l'argile). On a une circulation progressive de l'eau vers la sous-fondation causée par la durée prolongée de l'infiltration (en comparaison au cas précédent de la pluie de 10 minutes).

Les différences entre les simulations apparaissent principalement au niveau du comportement hydrique du sol en place.

Dans le cas du sol en argile (Figure 42), le degré de saturation initial proche de 0.81 augmente progressivement jusqu'à atteindre la saturation (valeur de 0.99). Cette évolution montre que le sol argileux, déjà proche de la saturation initialement, accumule encore de l'eau après l'arrêt de la pluie. Dans le cas du sol limoneux (Figure 43), le degré de saturation du sol en place passe d'environ 0.61 à 0.78. Tout comme pour le fond de coffre en argile, le limon présente donc une augmentation notable de saturation. Dans le cas du sol en sable (Figure 44), le sol en place présente le degré de saturation initial assez faible, proche de 0.15. Durant la pluie, il augmente progressivement jusqu'à atteindre environ 0.33 avant de se stabiliser puis de légèrement diminuer. Cela traduit une meilleure perméabilité du sable, par rapport aux autres sols ce qui permet un drainage plus rapide de l'eau. L'accumulation d'eau dans la couche de sous-fondation est donc (légèrement) plus limitée.

Comparativement au scénario de pluie de 10 minutes, la pluie d'une journée engendre une infiltration beaucoup plus profonde dans la structure routière. Les effets ne se limitent plus uniquement au revêtement et à la fondation, la sous-fondation et le sol en place sont également fortement affectés.

5.4.2 Portance de la structure routière

Les résultats des variations de modules traduisent les variations hydriques observées dans ces cas de structures et sont visibles sur les Figures 45 et 46

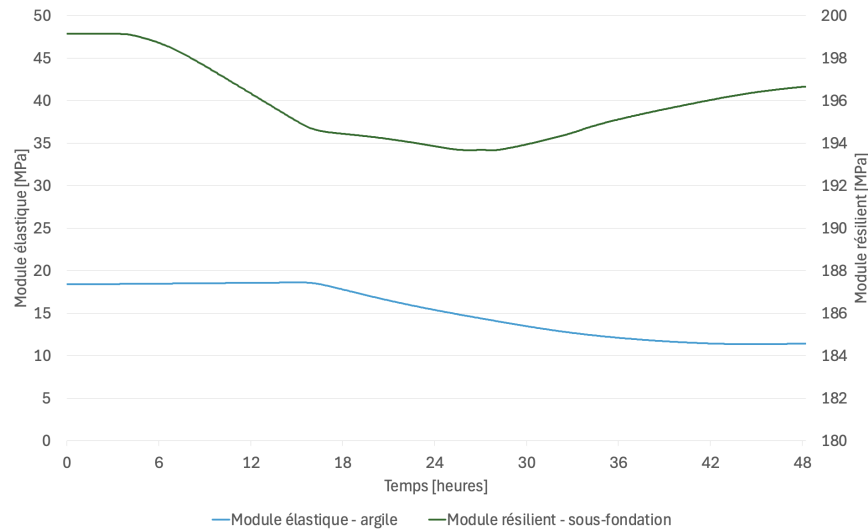


FIGURE 45 – Variation module élastique (argile) et module résilient (sous-fondation) - Cas 1C

Dans les deux cas, on observe une chute du module de la sous-fondation avec l'augmentation de la saturation. Les valeurs de modules passent de 199.0 [MPa] à 196.7 [MPa] dans le cas du fond de coffre en argile, puis le module croît lors du drainage de cette couche. Le fond de coffre étant arrivé à saturation, l'accumulation d'eau se fait dans la sous-fondation et donc même au delà des 24 heures de précipitations,

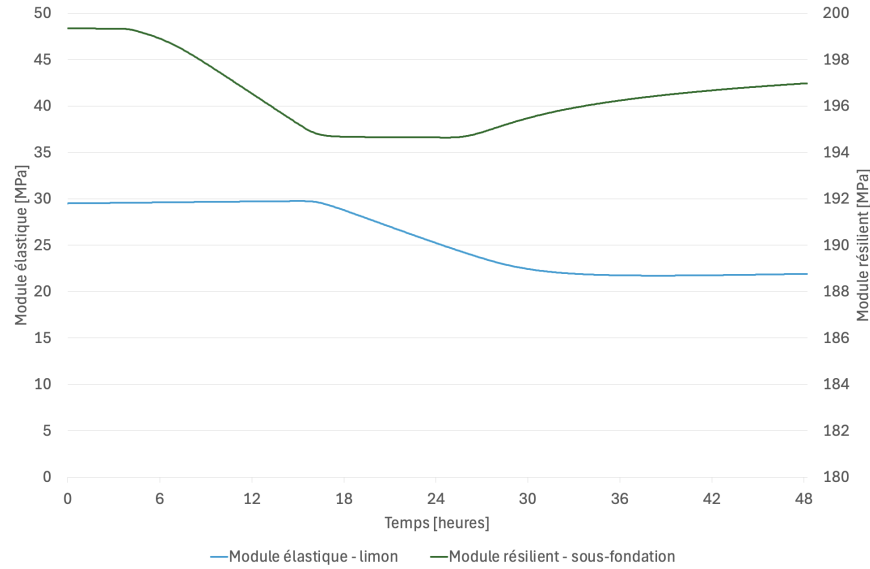


FIGURE 46 – Variation module élastique (limon) et module résilient (sous-fondation) - Cas 1C

l'eau dans le fond de coffre met un certain temps avant de s'évacuer, ce qui implique que le module de la sous-fondation continue de décroître après la période d'apport d'eau. Dans le cas du fond de coffre en limon, le module de la sous-fondation passe de 199.4 [MPa] à 197.0 [MPa]. Un pallier se forme une fois que la valeur la plus basse du module de la sous-fondation est atteinte.

Pour les comportements des fonds de coffre, ceux-ci sont similaires dans les deux cas avec des différences en termes de valeurs du module élastique. On passe de 18.60 [MPa] à 11.34 [MPa] pour l'argile alors que dans le cas du limon on passe de 29.75 [MPa] à 21.72 [MPa]. Les diminutions des modules sont donc assez conséquentes (environ 14 % et 16 % pour l'argile et le limon respectivement).

5.5 Cas 1D : infiltration par le revêtement - pluie de 10 minutes

Dans ces simulations, la structure 1 sera analysée en considérant une infiltration des précipitations par le revêtement, uniformes et continues sur une durée de 10 minutes, avec une période de retour de 50 ans. Cela pour trois types de fonds de coffre : sable, limon et argile.

Globalement, les résultats mettent en évidence une réponse hydrique transitoire marquée dans les premières minutes correspondant à la période de l'événement pluvieux, suivie d'une redistribution progressive de l'eau dans les couches inférieures durant plusieurs heures.

5.5.1 Circulation hydrique

Les simulations des structures routières avec les différents sols mettent en évidence un comportement général strictement identique des couches supérieures (revêtement et fondation), un comportement très proche des couches de sous-fondation et du sol en place.

Le revêtement présente la réaction la plus rapide à l'apport d'eau. Son degré de saturation augmente brutalement dès le début de la pluie pour atteindre un maximum proche de 0.6 après 10 minutes. Cette hausse rapide traduit l'infiltration immédiate de l'eau dans le revêtement. Après ce pic, le degré de saturation décroît progressivement, indiquant une évacuation et une redistribution de l'eau vers les couches sous-jacentes.

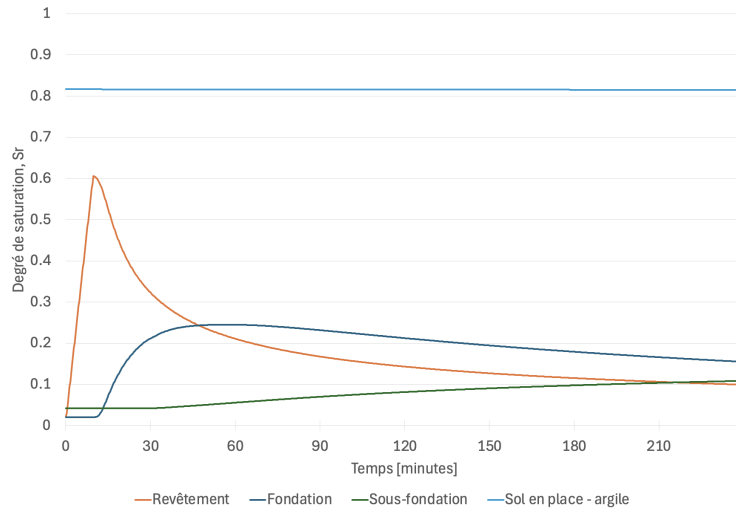


FIGURE 47 – Saturation en fonction du temps - Cas 1D (sol en argile)

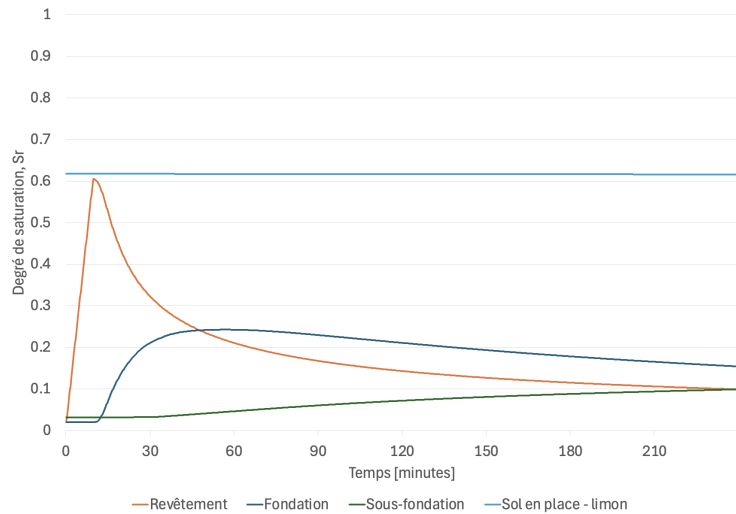


FIGURE 48 – Saturation en fonction du temps - Cas 1D (sol en limon)

La couche de fondation montre une inertie plus importante. Son degré de saturation augmente progressivement jusqu'à atteindre une valeur maximale proche de 0.25 avant de diminuer de manière plus lente. Cette évolution traduit le transfert différé dans le temps de l'eau provenant du revêtement.

La sous-fondation présente des variations beaucoup plus faibles. Son degré de saturation augmente lentement et continuellement durant toute la simulation, sans atteindre de niveau critique. Cela montre que le transfert d'eau vers le sol en place est limité pendant la durée étudiée. On remarque qu'au moins le sol analysé est perméable, au plus la hausse sera supérieure dans la sous-fondation par rapport aux autres sols étudiés, même si cette hausse peut paraître négligeable, cela permet de mettre en évidence un comportement attendu qui est que l'eau s'infiltre plus rapidement dans le sable, que dans le limon et que dans l'argile.

Les résultats mettent également en évidence la réaction de la structure en deux phases différentes : une phase d'absorption rapide du revêtement durant les 10 premières minutes, suivie d'une phase de drainage et

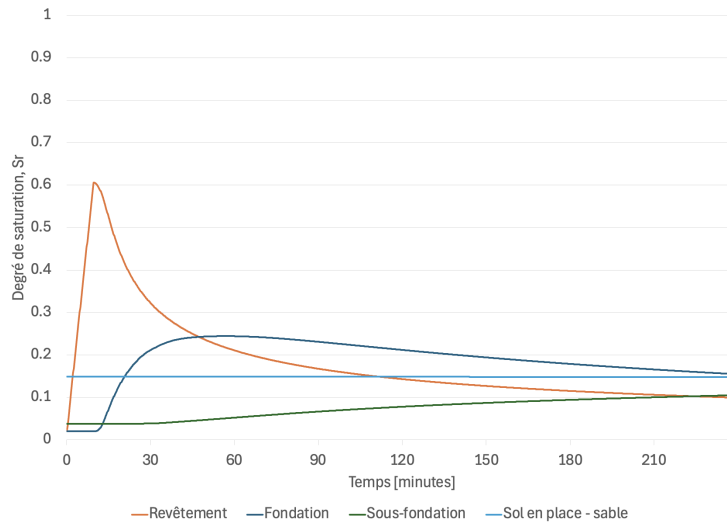


FIGURE 49 – Saturation en fonction du temps - Cas 1D (sol en sable)

d'écoulement de couche en couche, durant laquelle la saturation décroît progressivement dans le revêtement après l'arrêt de l'apport en eau, alors qu'il augmente progressivement dans les couches inférieures. Au niveau des sols en place on constate cependant dans les trois cas que la saturation n'est pratiquement pas impactée. Cela peut paraître contre intuitif mais cela est dû au fait que même si la pluie est très intense, la quantité totale d'eau s'infiltrant est relativement faible. La structure routière est telle que l'eau s'accumule rapidement dans la sous-fondation. Cela indique que la structure possède une capacité suffisante pour limiter la propagation rapide de l'eau vers le fond de coffre pendant un événement court de forte intensité.

5.5.2 Portance de la structure routière

Dans ce cas de pluie les modules des sols en place restent constants et celui de la sous-fondation décroît légèrement dès que l'eau pénètre dans la couche.

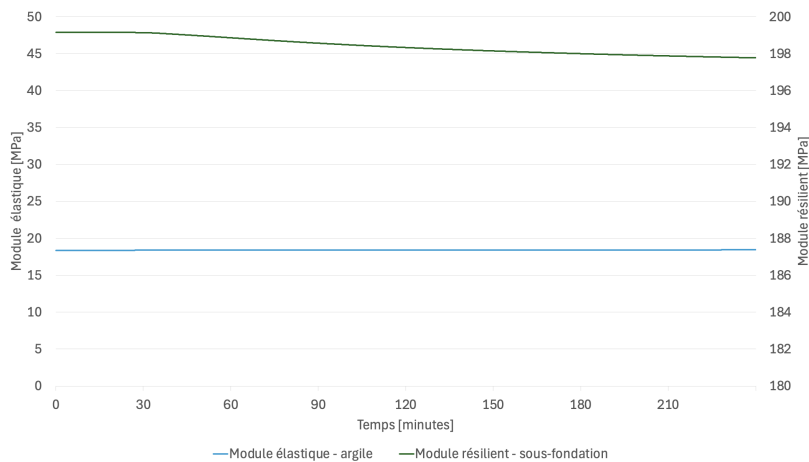


FIGURE 50 – Variation module élastique (argile) et module résilient (sous-fondation) - Cas 1D

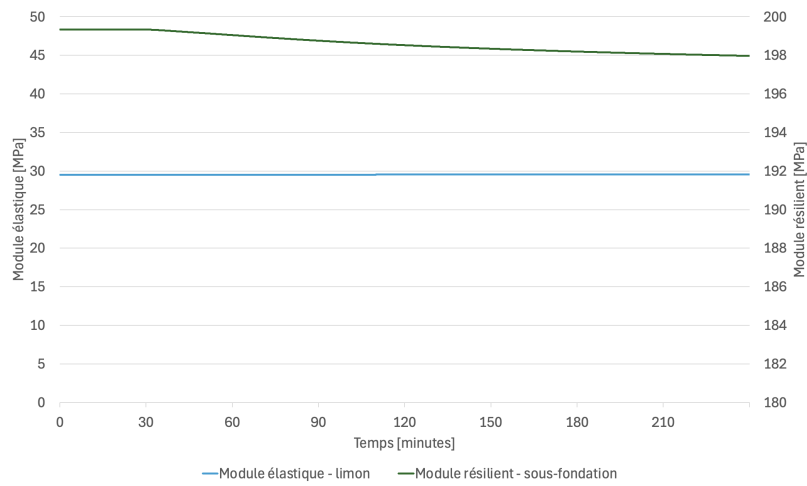


FIGURE 51 – Variation module élastique (limon) et module résilient (sous-fondation) - Cas 1D

6 Durée de vie de la voirie - Qualidim

Ce chapitre est basé sur le logiciel *Qualidim*, développé par le *CRR*. Le logiciel permet le calcul de durée de vie de structures routières, leurs dimensionnements, ainsi que leurs renforcements. Cela se fait à partir des données climatiques, de trafic et de géométrie de la structure. Les domaines d’usages sont assez larges, il peut s’agir des autoroutes, de voiries communales, de parkings, etc. Dans le cadre de cette étude, le logiciel ne sera utilisé que dans une optique de calcul de durée de vie de la structure présentant le revêtement imperméable (cfr Figure 16). Dès lors, seules certaines fonctions seront utilisées et celles-ci sont représentées sur le schéma de la Figure 52 qui indique les paramètres d’entrée du logiciel et les résultats en sortie. Le logiciel permet l’étude des chaussées semi-rigides et souples.

Ce chapitre présente la méthodologie utilisée menant in fine aux résultats de durées de vie des structures de voiries.

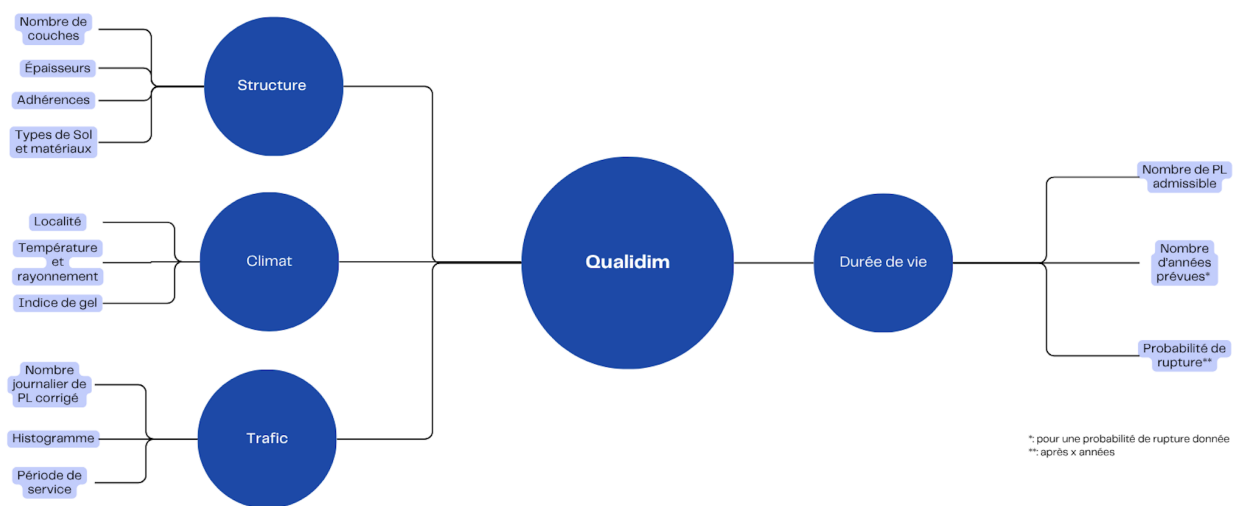


FIGURE 52 – Schéma de fonctionnement de *Qualidim*

6.1 Trafic

Le trafic n’est pas résumé à un “nombre de camions” mais à un nombre de poids lourds corrigé. Le logiciel combine un volume de trafic (nombre de poids lourds corrigé), un cumul sur la durée de service et une distribution par classes de charges via histogramme simple ou WIM.

Il est possible de calculer le nombre de poids lourds corrigé sur base des spécificités de la routes (la largeur des bandes de circulation, vitesse maximale autorisée, etc), cependant le nombre maximal de poids lourds équivalent pour la structure considérée étant égale à 100 poids lourd corrigé par jour, cette valeur sera directement rentrée dans le logiciel.

D’autres paramètres peuvent être spécifiés comme le nombre de jours ouvrables, le taux de croissance annuel, etc. Les valeurs de ces paramètres seront laissées par défaut.

Histogramme WIM

Traffic : Wavre

Nombre journalier de poids lourds : 100

Nombre journalier de poids lourds corrigé : ☒ 100

Nombre de jours ouvrables : 300

Taux de croissance annuel (%): 1,0

Durée de service en années : 20

Nombre de poids lourds observés : 60000 ☒ Connu

Nombre moyen d'essieux par poids lourd : 4,11 Valeur par défaut

Histogramme WIM

Classe	Charge par essieu (kN)	Simple	Tandem	Tridem
1	10	10104	356	26
2	30	11780	357	111
3	50	22124	5918	2802
4	70	42468	2988	4397
5	90	15909	2480	3038
6	110	10206	1967	2594
7	130	3125	1310	2137
8	150	347	656	1817
9	170	20	295	1972
10	190	1	104	2838
11	210	0	37	4334
12	230	0	11	3743
13	250	0	11	1846
14	270	0	4	650
15	290	0	1	161
16	310	0	0	41
17	330	0	0	10

Sauver dans base de données

Retour au menu principal Accepter

FIGURE 53 – Choix du trafic dans *Qualidim*

6.2 Climat

Le climat n'est pas qu'un simple contexte dans *Qualidim*, il produit directement deux types de valeurs : d'une part des températures qui modifient les modules des couches bitumineuses, d'autre part une profondeur de gel qui impose une profondeur minimale pour les matériaux gélifs.

Localisation de la construction

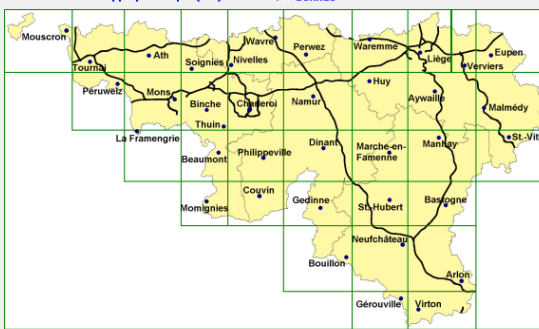
Gradient thermique

Ville principale : Wavre

Température moyenne (°C) : 10,8

Indice de Gel (°C.jours) : 221

Profondeur de la nappe phréatique (mm) : ☐ Connu



Géivité du sol : ☐ Non Gélif ☒ Moyennement Gélif ☐ Fortement Gélif

☒ Accepter

Base de données - Climat

Importer Exporter

Localité :

- Tournai
- Mons
- Namur
- Liège
- Eupen
- Binche
- Charleroi
- Marche-en-Famenne
- Bastogne
- Vitton
- Arlon
- Mouscron
- Ath
- Soignies
- Péruwelz
- La Framengrie
- Thuin
- Beaumont
- Momignies
- Nivelles
- Wavre**
- Philippeville
- Waremme

Ajouter Modifier Supprimer Copier

Sortir

Indice de gel : 221

Mois	Température (°C)	Rayonnement (kJ/cm²)
Janvier	3,5	8
Février	4,0	14
Mars	6,6	29
Avril	10,1	45
Mai	13,9	55
Juin	16,9	59
Juillet	18,7	57
Août	18,2	48
Septembre	15,1	35
Octobre	11,6	21
Novembre	7,4	10
Décembre	4,2	6

FIGURE 54 – Climat : choix de la localité dans *Qualidim*

FIGURE 55 – Climat : températures et rayonnements mensuels

Pour choisir le climat, il suffit de sélectionner une ville. Dans le présent cas, la ville d'Ottignies-Louvain-la-Neuve n'est pas disponible. Par conséquent, le choix sera porté sur la ville de Wavre, distante de quelques kilomètres à peine.

Le gel est un critère de suffisance géométrique de la structure. N'ayant pas d'information quant au caractère gélif du sol, il est choisi de l'assigner comme étant "moyennement gélif".

Chaque ville dans la base de données contient des températures mensuelles, des rayonnements mensuels et un indice de gel. Une fois la ville établie, le logiciel calcule la température moyenne. Pour les revêtements bitumineux, la température intervient dans le module d'élasticité des couches et le calcul mécanique est donc affecté.

6.3 Géométrie de la voirie

Une fois le trafic et le climat définis, il est nécessaire d'établir le nombre de couches et leurs épaisseurs. Il est également possible de spécifier des propriétés pour certains matériaux comme le module, le coefficient de Poisson, le degré d'anisotropie pour le sol, etc.

Dans ce cas-ci les seuls paramètres qui varieront en fonction des simulations sont les modules (cfr Figures 57 et 58), et ceux-ci ont été obtenu via les simulations effectuées sur *MOOSE Framework* (cfr annexes A.1 et A.2). Les autres paramètres des couches resteront identiques.

FIGURE 56 – Choix de structure routière dans *Qualidim*

6.4 Résultats

Les Figures 57 et 58 contiennent les minimums et maximums des modules de rigidité obtenus via les simulations 2A et 2B. Les valeurs des modules sur ces Figures sont ceux utilisés dans *Qualidim*. Choisissons un cas de référence, sans prise en compte de réduction de modules due à la présence d'eau dans le fond de coffre et dans la sous-fondation). Celui-ci correspond au cas de la structure imperméable et conserve les modules élastiques les plus élevés, avec des valeurs constantes respectivement de 50 [MPa] et 200 [MPa]. Comme vu précédemment, les structures infiltrantes comportant des fonds de coffre avec une certaine saturation présentent une forte variabilité.

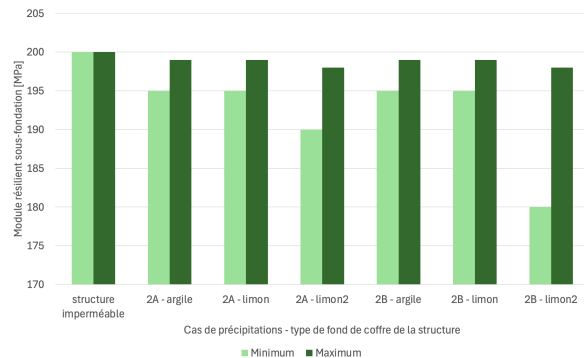
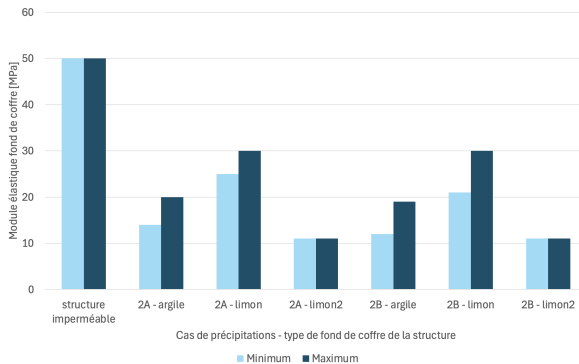


FIGURE 57 – Modules des fonds de coffre en fonction du type de fond de coffre et du cas de précipitation

FIGURE 58 – Modules des sous-fondations en fonction du type de fond de coffre et du cas de précipitation

La Figure 59 permet de visualiser le lien entre les pertes de portance et les baisses de nombres de poids lourds admissibles.

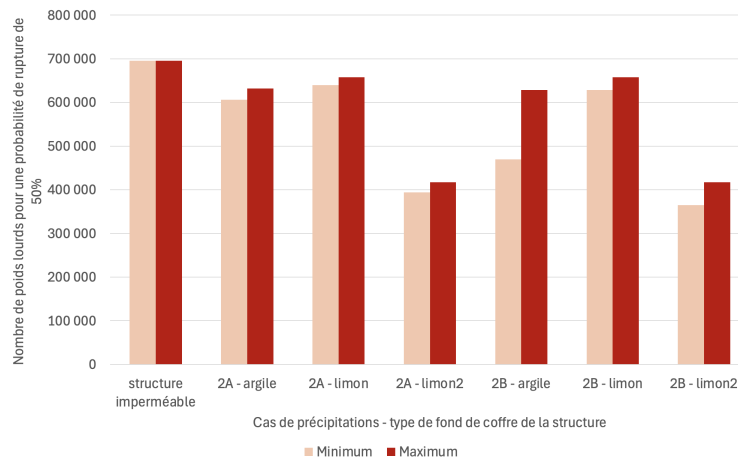


FIGURE 59 – Nombre de passage poids lourds avant d'atteindre une probabilité de rupture de 50 % suivant le type de fond de coffre et le cas de précipitations

La structure imperméable supporte le trafic le plus élevé, avec près de 696 000 poids lourds avant d'atteindre 50 % de probabilité de rupture. Les cas les plus défavorables sont ceux du fond de coffre en limon 2 avec des valeurs minimums et maximums comprises entre seulement 360 000 à 415 000 poids lourds. Ces

valeurs correspondent précisément aux cas présentant les plus faibles modules mécaniques dans les graphes précédents. Les différences entre les valeurs minimales et maximales du cas en limon 2 démontrent que les chutes de portances sont en grande partie dues à la baisse de module du fond de coffre, l'influence de la chute de module de la sous-fondation est de moindre importance. Les cas en argile (2B) et en limon (2B et 2A) ne subissent pas une baisse aussi importante, les valeurs minimales ne chutent pas en-dessous de 600 000 poids lourds.

La Figure 60 traduit les mêmes tendances mais en terme de durée de vie.

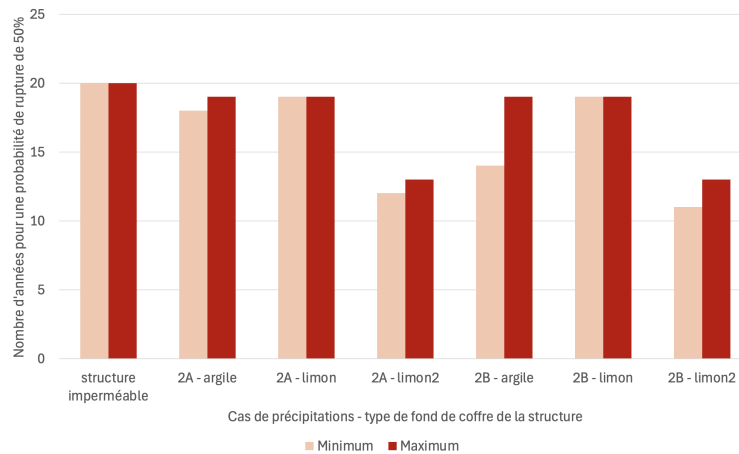


FIGURE 60 – Nombre d'année pour atteindre une probabilité de rupture de la structure routière de 50 % suivant le type de fond de coffre et le cas de précipitations

La structure imperméable de référence possède une durée de vie de 20 ans avant d'atteindre 50 % de probabilité de rupture. Tandis que les cas du limon 2 sont les plus critiques avec seulement environ 11 à 13 ans de durée de vie avant d'atteindre les 50 % de probabilité de rupture. Les structures en argile (2A) et limon (2A et 2B) présentent des durées de vie relativement haute en comparaison au cas imperméable (entre 18 et 19 ans). Le cas de l'argile (2B) présente une différence notable de durées de vie entre la valeur maximale et minimale.

Les structures supportant moins de poids lourds atteignent plus rapidement leur seuil de rupture et donc la perte de portance peut fortement accélérer le vieillissement structurel.

7 Lien avec la conception routière

Sur base des analyses des résultats présentés dans ce mémoire, ce chapitre vise à éclairer le lecteur quant aux limites de cette étude, au cadre dans lequel elle s'étend, ainsi qu'aux perspectives et recommandations portant sur la conception et la durabilité des chaussées infiltrantes face aux variations hydriques.

7.1 Validité et limites des modèles utilisés

La validité et les limites des modèles reposent sur le choix des équations physiques utilisées et approximations nécessaires à la modélisation numérique. Il est malgré tout important de garder un esprit critique quant aux modèles utilisés et aux approximations qui ont été prises.

L'utilisation de l'équation de Richards pour les simulations des flux en milieu non saturé et le modèle de Van Genuchten pour les courbes de rétention d'eau constituent une approche fiable couramment utilisée dans la littérature et les études antérieures. Ce choix de modèles s'avère être adaptée aux matériaux granulaires. De plus, les choix de paramètres et les approximations utilisées permettent de quantifier de manière simplifiée mais réaliste les pertes de portance.

Les modèles de sols non saturés reposent sur plusieurs hypothèses nécessaires à la modélisation numérique mais celles-ci limitent la représentation exacte du comportement réel des matériaux routiers.

Une première limite concerne l'hypothèse d'homogénéité des matériaux. Dans la réalité, les couches routières peuvent présenter une forte variabilité, comme des hétérogénéités ou des différences au niveau du compactage. Les paramètres d'initialisation des modèles ont été considérés comme moyens et constants au sein des couches, alors que ceux-ci peuvent varier dans l'espace et dans le temps.

Une autre hypothèse importante réside dans l'utilisation des courbes de rétention d'eau. Les relations empiriques permettant de relier la succion au degré de saturation restent des approximations dépendantes des modèles choisis. En pratique, les matériaux routiers peuvent présenter des comportements qui diffèrent notamment à cause du compactage, de la présence de fines ou des cycles hydriques successifs.

Sur le plan mécanique, les modèles de portance, qui lient module élastique et humidité, reposent sur des lois empiriques calibrées sur des matériaux tirés d'études spécifiques et, même si ces paramètres ont été choisis pour représenter le plus fidèlement possible les comportements en situation réelle, ce ne sont que des estimations et leur extension reste incertaine. L'équation de Richards est principalement hydrique et ne prend pas directement en compte les liens hydromécaniques complets. Or, dans une chaussée, l'évolution de la teneur en eau modifie également les propriétés mécaniques des matériaux (module, cohésion, angle de frottement, etc), ce qui influence à son tour la structure poreuse et les écoulements. Une modélisation pleinement représentative nécessiterait donc un couplage hydromécanique plus profond.

En ce qui concerne les matériaux liés, il existe un manque de données spécifiques dans la littérature pour le béton poreux ou plus largement pour les matériaux cimentaires. Le choix de ne pas les considérer dans la partie mécanique repose donc sur l'hypothèse que les variations hydriques dans les couches concernées n'ont pas d'effet prononcé sur le comportement de la structure, mais cela peut induire une incertitude sur leur comportement exact.

Ces simplifications permettent de réduire la complexité numérique du problème mais elles limitent la capacité du modèle à représenter fidèlement le comportement réel à long terme des chaussées.

En fin de compte, les modèles de sols non saturés nécessitent donc un grand nombre de paramètres pas toujours faciles à déterminer expérimentalement. Les résultats obtenus sont donc fortement sensibles à la qualité de la calibration et aux hypothèses retenues sur les propriétés des matériaux. En l'absence de mesures in situ, de nombreux paramètres utilisés dans cette étude (perméabilité, porosité, modules saturés, modules sec, etc) proviennent de valeurs médianes et approximées de la littérature, ce qui rend la précision pour un cas de terrain spécifique moins fiable. En pratique, ces modèles devraient être validés par des essais sur site

ou en laboratoire.

Par ailleurs, l'hypothèse d'isothermie suppose que la température est constante, négligeant son influence sur la viscosité du fluide, les tensions de surface et l'évaporation.

De plus, en périodes hivernales la région géographique est sujette aux cycles de gel-dégel, les variations hydriques amplifient les contraintes mécaniques auxquelles les matériaux sont exposés. L'eau infiltrée peut geler et augmenter de volume, provoquant un soulèvement local du revêtement, suivi d'une diminution du volume lors du dégel. La répétition de ces cycles dégrade la structure des couches et peut entraîner des fissures en surface, contribuant à la dégradation progressive de la chaussée.

7.2 Recommandations pour les recherches futures

Au terme de ce travail, plusieurs pistes de recherche méritent d'être approfondies de sorte à compléter et enrichir les résultats obtenus. Bien que cette étude ait permis d'apporter des éléments de réponse aux objectifs fixés, certaines questions demeurent, ouvrant la voie à de futures investigations potentielles. Les recommandations visent ainsi à orienter les travaux futurs et à contribuer au développement des connaissances dans ce domaine.

- Considérer les cycles successifs de mouillage-séchage des matériaux qui influencent la forme des courbes de rétention d'eau (phénomène d'hystérésis)
- Comparer les résultats numériques avec des résultats expérimentaux afin de s'assurer de la véracité des modèles utilisés pour les infiltrations dans une chaussée
- Déterminer les paramètres des modèles en laboratoire ou sur site pour obtenir une meilleure précision quant aux jeux de paramètres par rapport à ceux utilisés en pratique
- Inclure les notions de contraintes dans l'évaluation des modules de rigidité pour la portance des matériaux
- Lier la succion avec le caractère mécanique des matériaux

8 Conclusion

Dans ce travail, l'objectif était d'apporter des réponses utiles quant aux effets de la saturation sur la portance et sur la durée de vie des structures routières. Pour cela, les précipitations ont été modélisées pour représenter le plus fidèlement celles observées en pratique, en comprenant les cas rares et extrêmes. Deux structures routières infiltrantes types ont été modélisées, une structure avec un revêtement perméable pour laquelle l'infiltration se faisait en surface, et une autre avec un revêtement imperméable avec une infiltration par la sous-fondation. Pour chacune de ces structures, un jeu de paramètres a été déterminé de manière à représenter des cas vraisemblables dans la réalité. Dans les simulations, l'étude paramétrique se concentre sur les paramètres du fond de coffre en faisant en sorte qu'ils couvrent une gamme suffisamment large de sols peu perméables. L'étude souligne que la seule perte de portance du fond de coffre peut entraîner une baisse importante de la durée de vie. Dans les cas où la saturation du fond de coffre est modérée (limon), la saturation des autres couches reste faible et les durées de vie ne sont que très peu impactées, même dans les cas des pluies extrêmes. Dans les cas de l'argile, où la saturation du fond de coffre est importante mais pas complète, la saturation des autres couches reste également faible. Dans le cas des précipitations annuelles la durée de vie n'est pas impactée de manière significative tout au long de la durée. Cependant, c'est dans le cas des précipitations extrêmes que la durée de vie est impactée de manière plus conséquente lors de ces événements, lorsque le fond de coffre se trouve proche d'un état de saturation complète. Pour les cas de saturation du fond de coffre (limon 2), peu importe les types de précipitations, la durée de vie est fortement réduite. Dans la mesure où le fond de coffre ne présente pas une perméabilité suffisante, la durée de vie est réduite mais c'est surtout dans des états proches de la saturation du fond de coffre que les durées de vie chutent nettement. En revanche, sur base du modèle choisi pour approximer les variations du module pour le matériau choisi en sous-fondation, l'influence de la saturation est assez faible sur la durée de vie. Établir un seuil critique de saturation du fond de coffre à partir duquel la chaussée perd rapidement ses capacités mécaniques n'est pas aisé car il dépendrait des propriétés du sol en question, cependant c'est précisément suivant cet aspect que la durée de vie d'une chaussée peut être fortement impactée.

Références

- [1] ABKENAR, Fatemeh Zakizadeh, RASOULZADEH, Ali et ASGHARI, Ali. (2019). *Performance evaluation of different soil water retention functions for modeling of water flow under transient condition*. Bragantia, vol. 78, no 1, p. 119-130, DOI : 10.1590/1678-4499.2017406. Ardabil, Iran
- [2] AKIN, Idil Deniz, POTTER, Levi S. et EDIL, Tuncer B. (2021). *Implications of interparticle forces on resilient and shear modulus of unsaturated compacted kaolinite*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 147, no 12, art. 04021152. DOI : 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002692. Reston, Virginie, États-Unis.
- [3] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. ISBN : 1-56051-055-2. Washington, D.C., États-Unis.
- [4] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2011). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide : A Manual of Practice*. Washington, D.C., États-Unis.
- [5] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2013). *Standard Method of Test for the California Bearing Ratio*. Washington, D.C., États-Unis.
- [6] AQUAPORTAIL. (2010). *Zone saturée*. Disponible sur : <https://www.aquaportail.com/dictionnaire/definition/7417/zone-saturee> (consulté le 22 mai 2026).
- [7] BEZZAR A. (2019). *Dimensionnement des routes*. Université ABOU-BEKR BELKAID-Tlemcen, Faculté de technologie, année académique 2019-2020. Cours Route : GV 842 de cours. Tlemcen, Algérie.
- [8] BILODEAU, Jean-Pascal, PÉREZ-GONZÁLEZ, Erdrick Leandro et SAEIDI, Ali. (2024). *Modelling of the variation of granular base materials resilient modulus with material characteristics and humidity conditions*. Journal of Road Engineering, vol. 4, no 1, p. 27-35. DOI : 10.1016/j.jreng.2024.01.001. Beijing, China.
- [9] BISHOP, A. W. (1959). *The principle of effective stress*. Teknisk Ukeblad, vol. 106, no 39, p. 859-863.
- [10] BRAJKOVIC, Josip, FETTWEIS, Xavier, NOËL, Brice, VAN DE VYVER, Hans, GHILAIN, Nicolas, ARCHAMBEAU, Pierre, PIROTON, Michel et DOUTRELOUP, Sébastien. (2025). *Increased intensity and frequency of extreme precipitation events in Belgium as simulated by the regional climate model MAR*. Journal of Hydrology : Regional Studies. vol. 59, article 102399. DOI : 10.1016/j.ejrh.2025.102399. Liège, Belgique.
- [11] Centre de Recherches Routières (CRR). (2009). *Code de bonne pratique pour la conception et l'exécution de revêtements en pavé de béton*. Référence : R80/09. Bruxelles, Belgique.
- [12] Centre de Recherches Routières (CRR). (2014). *Code de bonne pratique pour la protection des routes contre les effets de l'eau*. Référence : R88/14. Bruxelles, Belgique.
- [13] Centre de Recherches Routières (CRR). (2021). *Formule de Palmer et Barber : calcul d'un module équivalent d'une structure avec sous-fondation / fondation*. Référence : Newsletter CRR juillet-août-septembre. Bruxelles, Belgique.
- [14] Centre de Recherches Routières (CRR). (2026). *QualiDim : logiciel de dimensionnement et de renforcement des chaussées*. Disponible sur : <https://brrc.be/fr/articles/qualidim-dimensionnement-et-renforcement-des-chaussees-nouvelle-version> (consulté le 2 mai 2026). Bruxelles, Belgique.
- [15] Centre de Recherches Routières (CRR). (2024). *Revêtements drainants en pavés de béton*. Référence : Dossier 5, révision 1. Bruxelles, Belgique.
- [16] Centre de Recherches Routières (CRR) et Service Public de Wallonie (SPW). (2026). *Catalogue des structures*. Bruxelles, Belgique.
- [17] CHAI, Lin, KAYHANIAN, Masoud, GIVENS, Brandon, HARVEY, John T. et JONES, David. (2012). *Hydraulic performance of fully permeable highway shoulder for storm water runoff management*. Journal of Environmental Engineering, vol. 138, no 7, p. 711-722. DOI : 10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000523. Reston, Virginie, États-Unis.

- [18] CIMBÉTON. (2019). *Voiries et aménagements urbains en béton (Tome 1) - Conception et dimensionnement*. Collection Technique Cimbéton, no T50. Paris, France.
- [19] Comité Euro-international du Béton (CEB) et Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP). (1999). *CEB-FIP Model Code 1990 : Design Code*. Lausanne, Suisse.
- [20] Cortier Olivier, Maquaire O, Boutouil M. (2017). *Modeling of the hydrological behaviour of pervious pavements, a physically based approach with FlexPDE*. 14th IWA/IAHR International Conference on Urban Drainage, Sep 2017, Prague, Czech Republic. (hal-02189412).
- [21] CRAIG, R. F. (2004). *Craig's soil mechanics*. 7e éd. Londres : Spon Press. ISBN : 0-415-32702-4. Londres, Royaume-Uni.
- [22] CHRISTOPHER, Barry R., SCHWARTZ, Charles W. et BOUDREAUX, Richard. (2006). *Geotechnical Aspects of Pavements*. Federal Highway Administration (FHWA), National Highway Institute. Rapport FHWA-NHI-05-037. Washington, D. C., Etats-Unis.
- [23] DRUMM, E. C., REEVES, J. S., MADGETT, M. R. et TROLINGER, W. D. (1997). *Subgrade resilient modulus correction for saturation effects*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 123, no 7, p. 663-670. DOI : 10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123 :7(663). Reston, Virginie, États-Unis.
- [24] European Union Road Federation (ERF). (2025). *Road Network 2025*. Disponible sur : <https://erf.be/statistics/road-network-2025/> (consulté le 29 janvier 2026). Bruxelles, Belgique.
- [25] Federal Highway Administration (FHWA). (2006). *Geotechnical Aspects of Pavements Reference Manual / Participant Workbook*. NHI Course No. 132040, Publication No. FHWA NHI-05-037. Washington, D.C. : U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Washington D.C, Etats-Unis.
- [26] Fredlund, D. G. et Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons, DOI : 10.1002/9780470172759, ISBN : 978-0-471-85008-3. New-York, Etats-Unis.
- [27] Fredlund, D. G., Morgenstern N. R., and Widger R. A. (1978). *The shear strength of unsaturated soils*. Canadian Geotechnical Journal. 15(3) : 313-321. <https://doi.org/10.1139/t78-029>.
- [28] HARBOUR, Logan, GIUDICELLI, Guillaume, LINDSAY, Alexander D. et al. (2025). *4.0 MOOSE : Enabling massively parallel multiphysics simulation*. *SoftwareX*. vol. 31, article 102264. DOI : 10.1016/j.softx.2025.102264. Idaho, Etats-Unis.
- [29] HOLTZ, R. D. et KOVACS, W. D. (1981). *An Introduction to Geotechnical Engineering*. ISBN : 0-13-484394-0. Englewood Cliffs, NJ, États-Unis.
- [30] HUANG, Y. H. (2004). *Pavement Analysis and Design (2e éd.)*. ISBN 0-13-142473-4. États-Unis.
- [31] Institut National de Recherche et de Sécurité (INRS). (2022). *Le bitume : de quoi parle-t-on ?* Disponible sur : <https://www.inrs.fr/risques/bitume/de-quoi-parle-t-on> (consulté le 20 octobre 2025). Lyon, France.
- [32] Institut Royal Météorologique de Belgique (IRM). (2020). *Statistiques climatiques des communes belges : Ottignies-Louvain-La-Neuve (INS 25121)*. Disponible sur : IRM – Statistiques climatiques des communes belges (consulté le 23 novembre 2025). Bruxelles, Belgique.
- [33] Institut Royal Météorologique de Belgique (IRM). *Statistiques des précipitations extrêmes des communes belges : Ottignies-Louvain-La-Neuve (INS 25121)*. Disponible sur : IRM – Statistiques des précipitations extrêmes (consulté le 23 novembre 2025). Bruxelles, Belgique.
- [34] Jitender Singh. (2019). *Capillary rise*. Disponible sur : <https://www.concepts-of-physics.com/mechanics/capillary-rise.php> (consulté le 10 novembre 2026).
- [35] Kayhanian M., Massoudieh A. *One-dimensional model to evaluate the hydraulic capacity of a full depth permeable pavement for stormwater management*. Novatech 2010- 7ème Conférence internationale sur les techniques et stratégies durables pour la gestion des eaux urbaines par temps de pluie / 7th International Conference on sustainable techniques and strategies for urban water management, Jun 2010, Lyon, France. pp.1-10. (hal-03296718)
- [36] KUTÍLEK M. , NIELSEN D.R., REICHARDT K. (2007). UNESCO-IHE Institute for Water Education. *Soil water retention curve, interpretation*. College of Soil Physics. Prague, République tchèque.

- [37] Lidon P. (2016). *Capillarité*. Master. Capillarité, ENS de Lyon, France. 2016, pp.47. <cel-01332274>.
- [38] LU, Ning et KAYA, Murat. (2014). *Power law for elastic moduli of unsaturated soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 140, no 1, p. 46-56. DOI : 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000990. Golden, Etats-Unis.
- [39] MOLINA GÓMEZ, F. A., CAMACHO TAUTA, J. F. et REYES ORTIZ, O. J. (2016). *Stiffness of a granular base under optimum and saturated water contents*. Revista Tecnura, 2016, vol. 20, no 49, p. 75-85. DOI : 10.14483/udistrital.jour.tecnura.2016.3.a05. Bogota, Colombie.
- [40] National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). (2004). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. NCHRP 1-37A Final Report, Transportation Research Board, National Research Council. Washington, D.C., États-Unis.
- [41] NICLAES, Jens. (2025). *Syllabus de TP LGCIV1072 – Mécanique des sols*. Université catholique de Louvain (UCLouvain), année académique 2025-2026. Support des séances pratiques. Louvain-la-Neuve, Belgique.
- [42] PAN, Tao, HOU, Shuai, LIU, Yujie et TAN, Qinghua. (2019). *Comparison of three models fitting the soil water retention curves in a degraded alpine meadow region*. Scientific Reports, vol. 9, article 18407. DOI : 10.1038/s41598-019-54961-6. Beijing, Chine.
- [43] PELTIER, R. *Considérations géotechniques sur la portance des sols routiers*. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). Paris, France.
- [44] RATTEZ, Hadrien. (2025). *Introduction to unsaturated soils. Cours LGCIV2073 – Hydrogeology and Geoenvironment*. Université catholique de Louvain (UCLouvain), année académique 2025-2026. Support de cours. Louvain-la-Neuve, Belgique.
- [45] SCHAAP, Marcel G., LEIJ, Feike J. et VAN GENUCHTEN, Martinus Th. (1998). *Neural network analysis for hierarchical prediction of soil hydraulic properties*. Soil Science Society of America Journal, vol. 62, no 4, p. 847-855. DOI : 10.2136/sssaj1998.03615995006200040001x.
- [46] Service Public de Wallonie (SPW) Mobilité et Infrastructures. (2024). *Guide de conception. Version 2024 – 12/09/2024*. Bruxelles, Belgique.
- [47] Service Public de Wallonie (SPW) Mobilité et Infrastructures. (2026). *Qualiroutes : cahier des charges type pour les travaux routiers*, version du 01 janvier 2026. Bruxelles, Belgique.
- [48] SOBAGA, Antoine. (2023). *Observations et modélisations de la recharge des aquifères dans le Grand-Est de la France à l'aide de données lysimétriques*. Thèse de doctorat : Hydrologie. Université Paris Sciences et Lettres. NNT : 2023UPSLE001. HAL Id : tel-04265216. Paris, France.
- [49] SPF Santé publique, Sécurité de la Chaîne alimentaire et Environnement. *Précipitations*. Disponible sur : <https://climat.be/changements-climatiques/changements-observe/precipitations> (consulté le 20 octobre 2025).
- [50] UBANI, Obinna. (2024). *Soil Classification and Typical Engineering Properties of Soils*. Structville. Disponible sur : <https://structville.com/soil-classification-and-engineering-properties/> (consulté le 18 mars 2026).
- [51] WANG, Hailong et LI, Qingbin. (2007). *Prediction of elastic modulus and Poisson's ratio for unsaturated concrete*. International Journal of Solids and Structures, vol. 44, no 5, p. 1370-1379. DOI : 10.1016/j.ijsolstr.2006.06.028. Beijing, Chine.
- [52] WILKINS, Andy, GREEN, Christopher P. et ENNIS-KING, Jonathan. (2021). *An open-source multi-physics simulation code for coupled problems in porous media*. Computers & Geosciences, vol. 154, article 104820. DOI : 10.1016/j.cageo.2021.104820.
- [53] WILKINS, Andy, GREEN, Christopher P. et ENNIS-KING, Jonathan. (2020). *PorousFlow : a multi-physics simulation code for coupled problems in porous media*. Journal of Open Source Software, vol. 5, no 55, article 2176. DOI : 10.21105/joss.02176.

Appendices

A Résultats simulations

A.1 Cas 2A - structure imperméable - pluie annuelle saisonnière

Cette annexe contient les simulations relatives au cas du revêtement imperméable. En effet, après avoir étudié une série de cas pour des structures perméables avec une infiltration par le revêtement, intéressons nous maintenant aux cas où la structure possède un revêtement imperméable et les infiltrations d'eau pluviale se font par des drains latéraux directement dans la sous-fondation. Cependant on ne va pas analyser de manière aussi complète toutes les simulations précédemment faites mais uniquement se concentrer sur deux cas de pluie précis. Le premier (dans cette annexe) est celui de la pluie annuelle saisonnière pour des fonds de coffre en argile, limon et limon 2. Le deuxième est celui de la pluie de 30 jours pour ces mêmes fonds de coffre (cfr annexe A.2).

NB : pour des raisons de simplification, les infiltrations ont été modélisées comme provenant de la partie supérieure de la sous-fondation et non des partie latérales. Cette approximation est motivée vu la haute perméabilité de la couche, l'eau peut circuler sans difficulté dans cette couche et aisément atteindre une hauteur uniforme sur l'ensemble de la couche.

A.1.1 Circulation hydrique

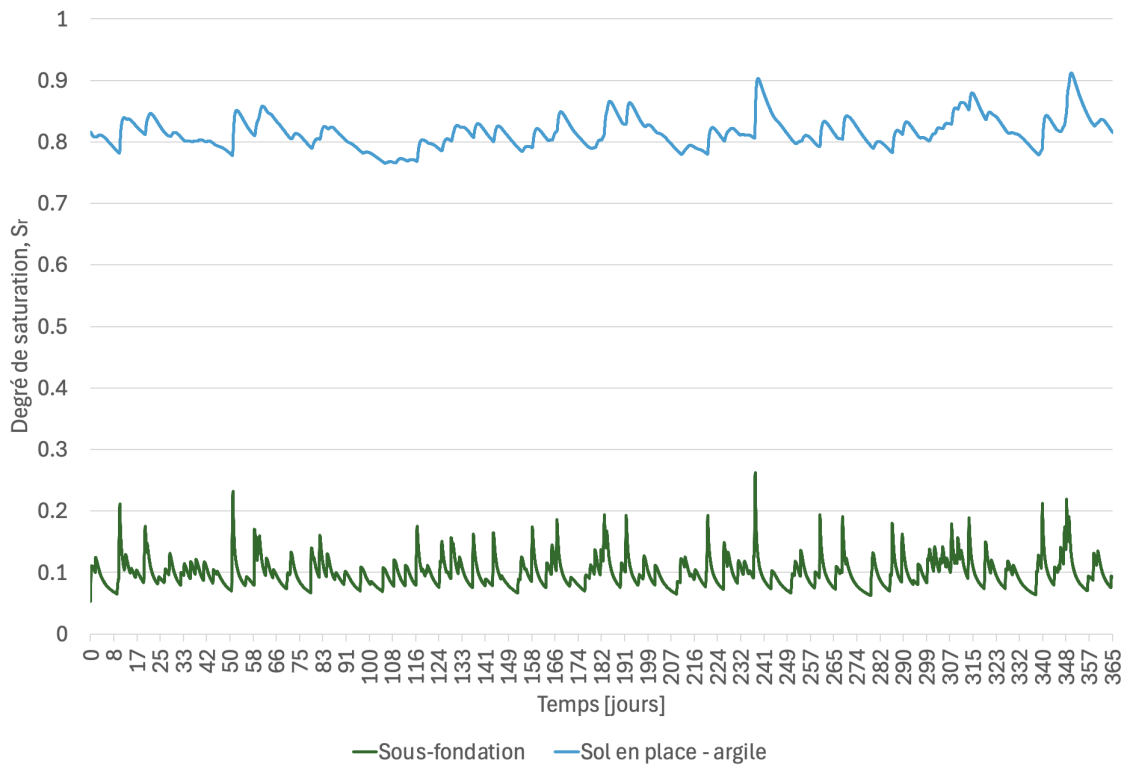


FIGURE 61 – Saturation en fonction du temps - Cas 2A (sol en argile)

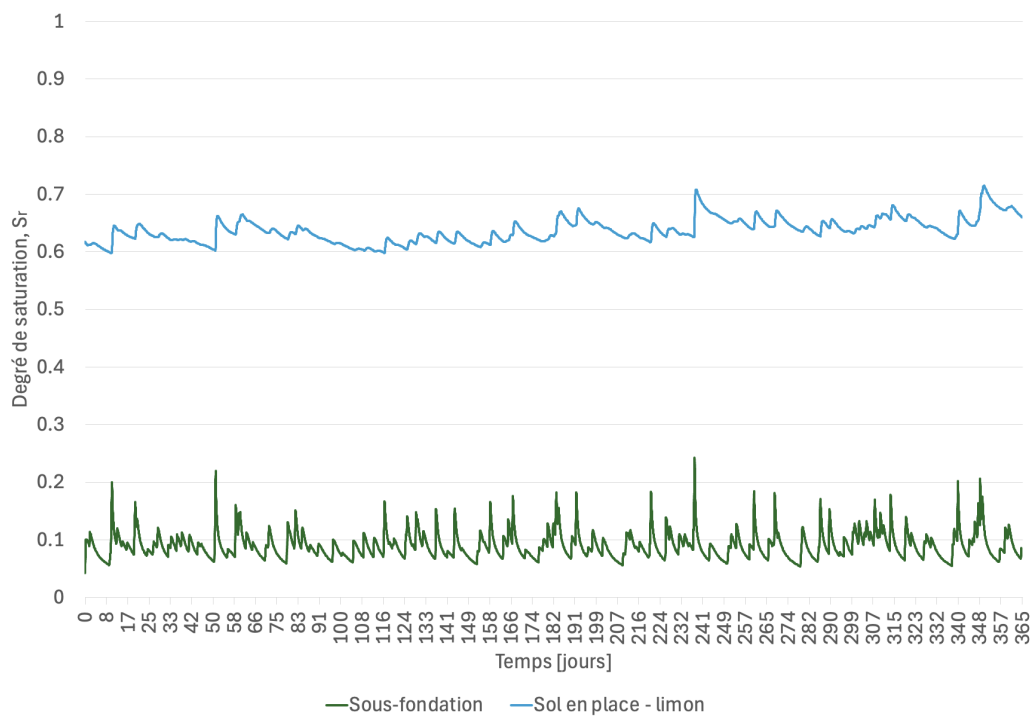


FIGURE 62 – Saturation en fonction du temps - Cas 2A (sol en limon)

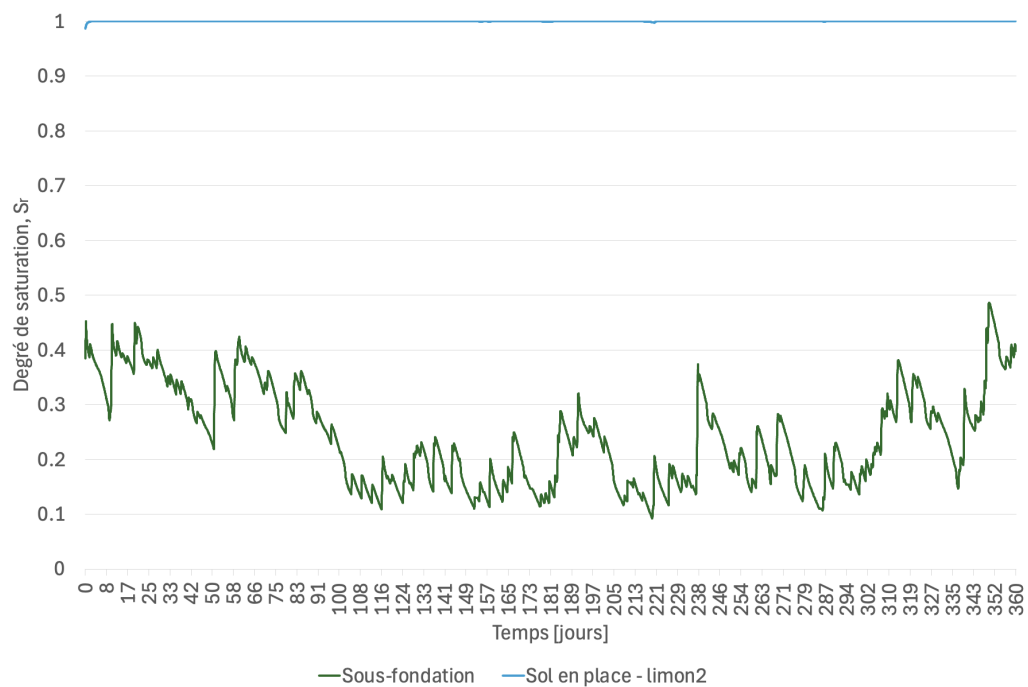


FIGURE 63 – Saturation en fonction du temps - Cas 2A (sol en limon 2)

A.1.2 Portance de la structure routière

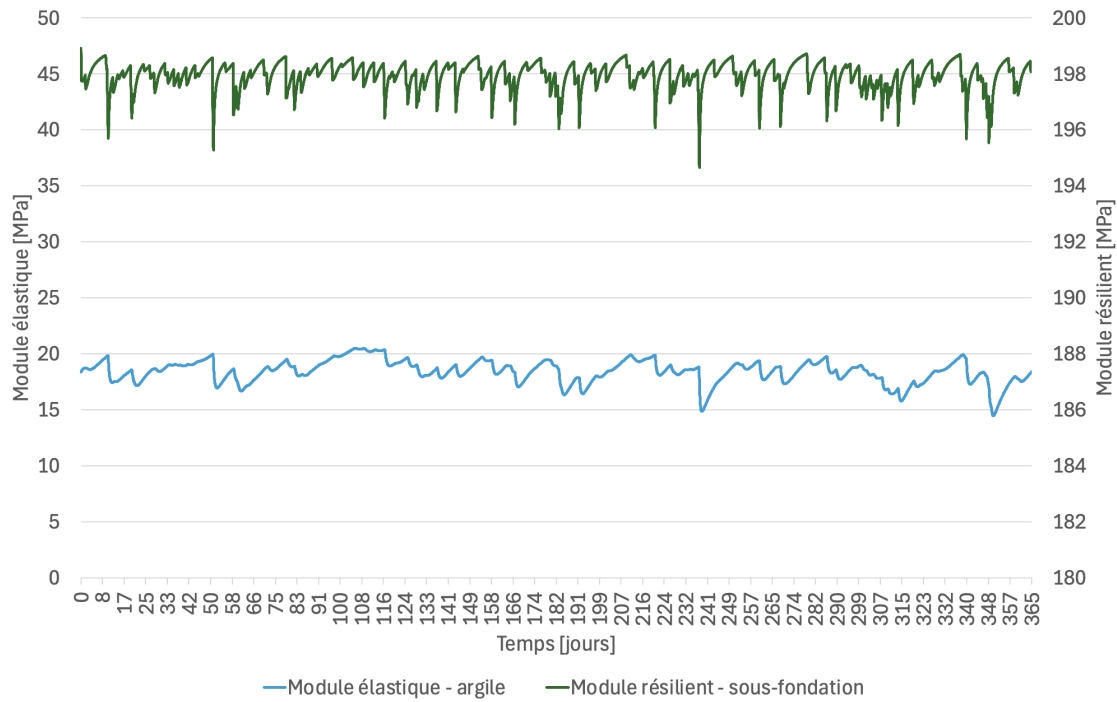


FIGURE 64 – Variation module élastique (argile) et module résilient (sous-fondation) - cas 2A

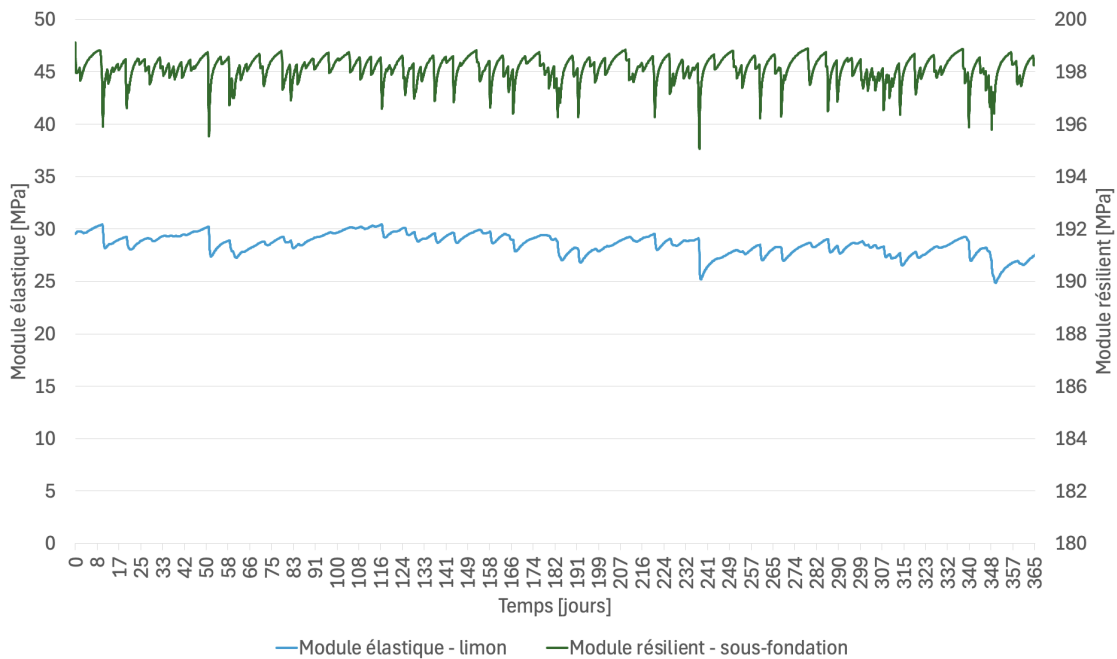


FIGURE 65 – Variation module élastique (limon) et module résilient (sous-fondation) - cas 2A

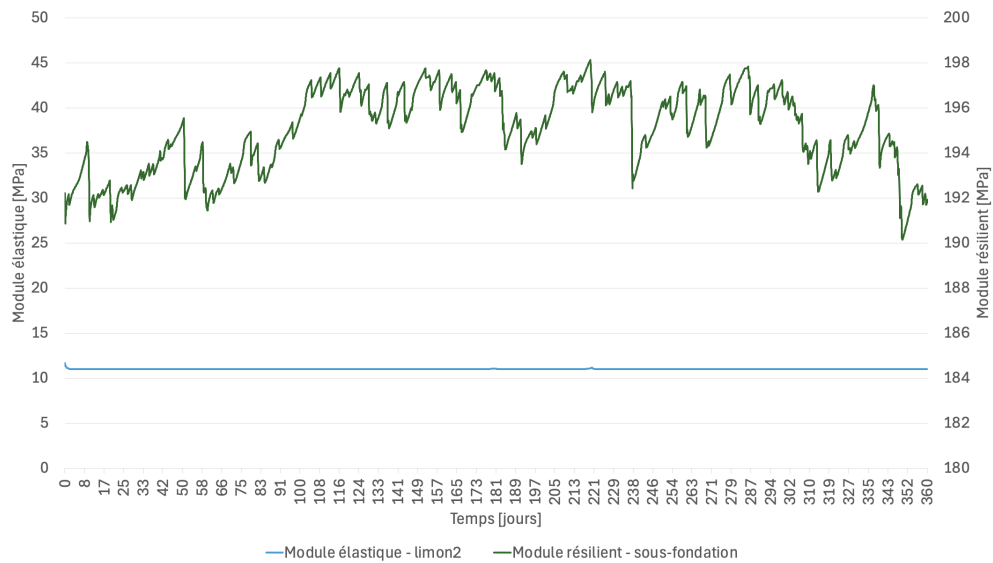


FIGURE 66 – Variation module élastique (limon 2) et module résilient (sous-fondation) - cas 2A

A.2 Cas 2B - structure imperméable - pluie de 30 jours

Cette annexe contient les simulations relatives au cas du revêtement imperméable dans le cas des précipitations de 30 jours.

A.2.1 Circulation hydrique

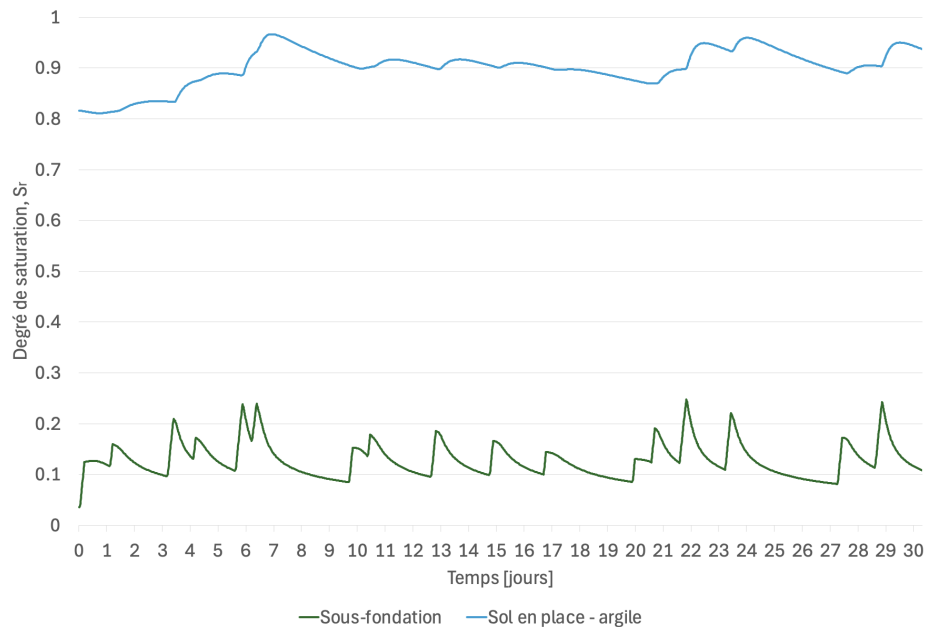


FIGURE 67 – Saturation en fonction du temps - Cas 2B (sol en argile)

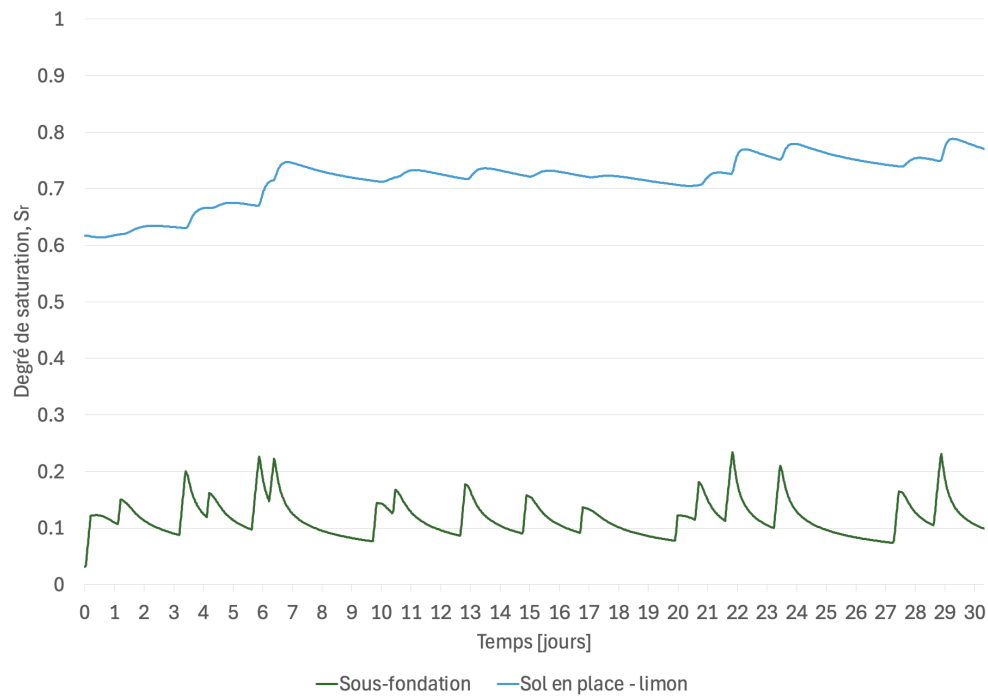


FIGURE 68 – Saturation en fonction du temps - Cas 2B (sol en limon)

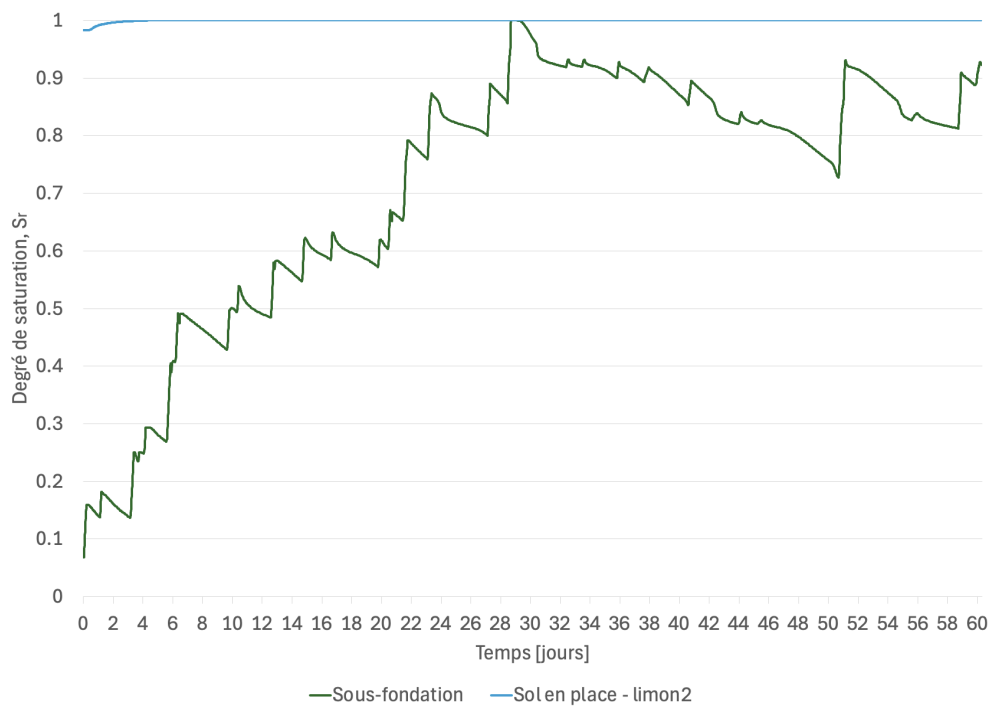


FIGURE 69 – Saturation en fonction du temps - Cas 2B (sol en limon 2)

A.2.2 Portance de la structure routière

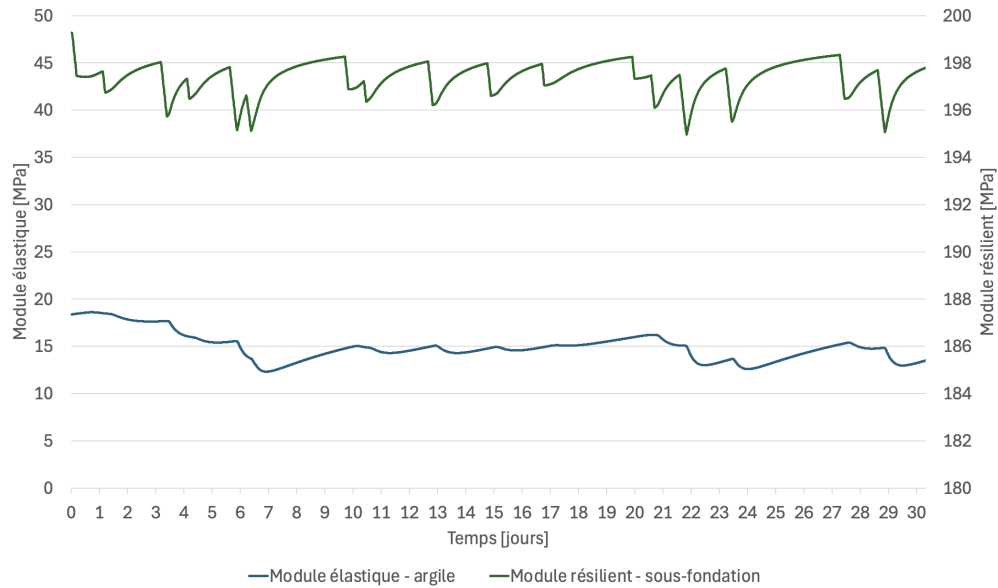


FIGURE 70 – Variation module élastique (argile) et module résilient (sous-fondation) - cas 2B

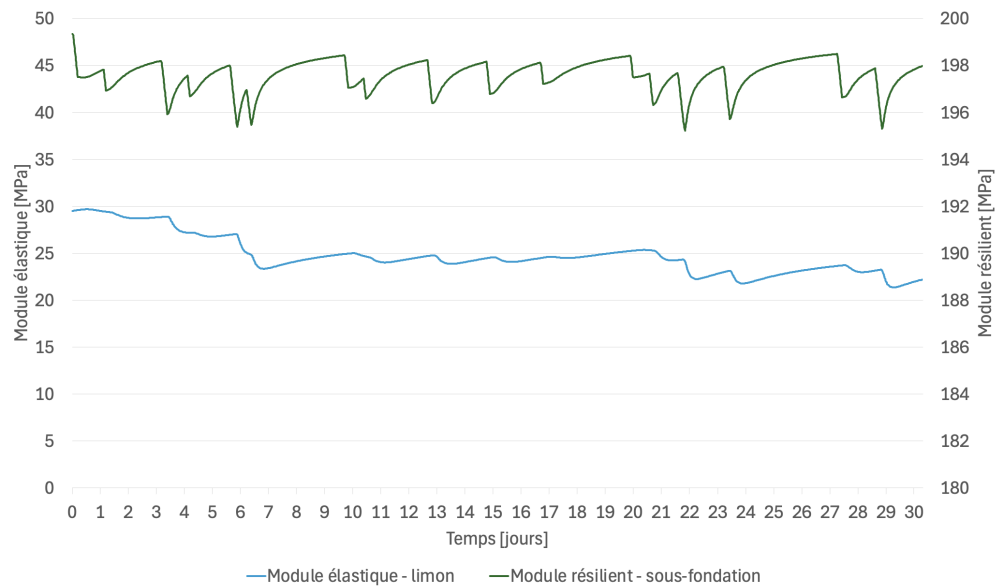


FIGURE 71 – Variation module élastique (limon) et module résilient (sous-fondation) - cas 2B

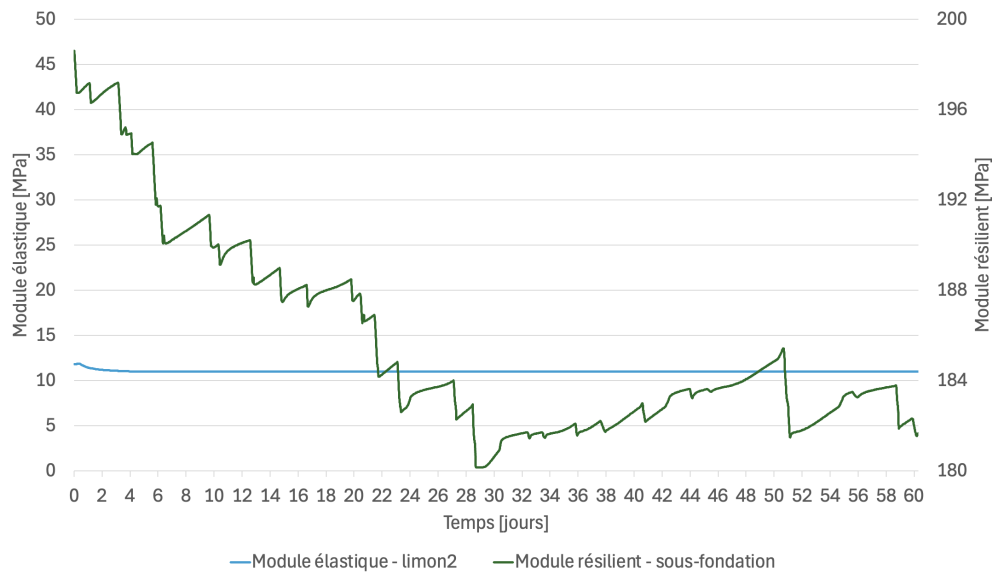


FIGURE 72 – Variation module élastique (limon 2) et module résilient (sous-fondation) - cas 2B

A.3 Qualidim - résultats supplémentaires

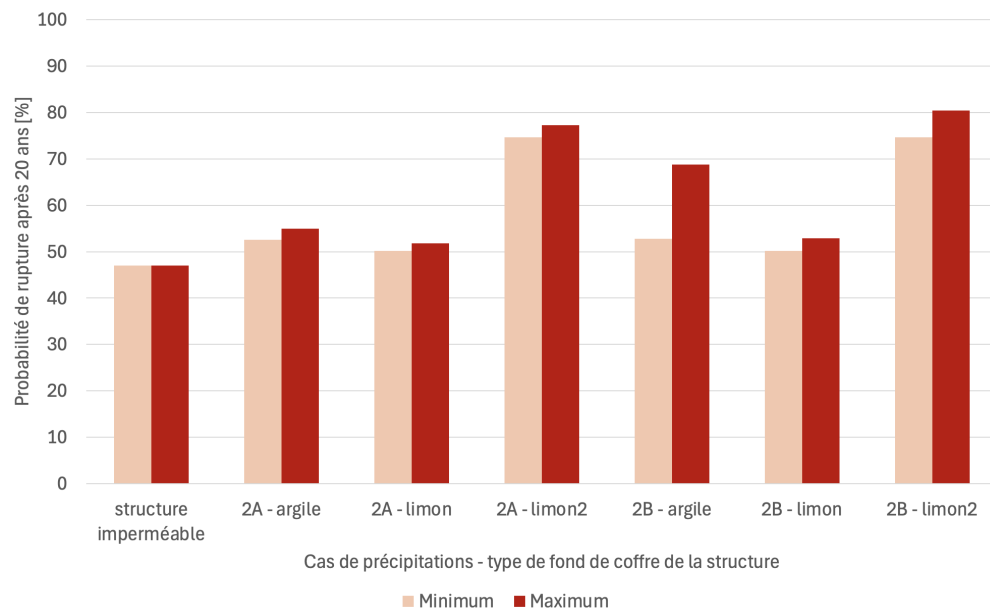


FIGURE 73 – Probabilité de rupture de la structure routière suivant le type de fond de coffre et le cas de précipitations

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl