Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Synthèse essais en vraie grandeur et normes sur le gel

Synthese der Grossversuche und der Frostnormierungen

M. Dysli, T. Boccard

Laboratoire de mécanique des sols de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

Mandat de recherche 24/87 sur proposition de l'Union des professionnels suisses de la route

Juillet 1991

TABLE DES MATIERES

RESUME ii

ZUSAMMENFASSUNG iii

ABSTRACT iv

1. MANDAT 1

2. INTRODUCTION 2

3. ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR 5

3.1 Préambule 6
3.2 Caen (France) 6
3.2.1 Buts 6
3.2.2 Installation 6
3.2.3 Principaux résultats 6
3.3 IVTB (Danemark) 9
3.3.1 Buts 9
3.3.2 Installation 10
3.3.3 Principaux résultats 10
3.4 Saskatchewan (Canada) 12
3.5 BAST (Allemagne) 12
3.5.1 Buts 12
3.5.2 Installation 14
3.5.3 Principaux résultats 14
3.6 VTI (Suède) 15
3.7 CRREL (USA) 15
3.8 Références 16

4. NORMES 17

4.1 Méthodes de dimensionnement au gel et dégel 18
4.1.1 Généralités 18
4.1.2 Facteur de gel 18
4.1.3 Indice de gel admissible 19
4.1.4 Capacité portante réduite 19
4.1.5 Capacité portante pendant le dégel : module résilient 19
4.2 Suisse 20
4.2.1 Bases 20
4.2.2 Démarche générale 20
4.2.3 Dimensionnement au gel 21
4.2.4 Exemple 24
4.3 France 25
4.3.1 Bases 25
4.3.2 Dimensionnement au gel 25
4.3.3 Exemple 27

4.4 Allemagne 29
4.4.1 Bases 29
4.4.2 Dimensionnement au gel 30
4.4.3 Exemple 31
4.5 Norvège 33
4.5.1 Bases 33
4.5.2 Dimensionnement au gel 33
4.5.3 Exemple 35
4.6 Finlande 35
4.6.1 Bases 35
4.6.2 Dimensionnement au gel 36
4.6.3 Exemple 40
4.7 Japon 41
4.7.1 Bases 41
4.7.2 Démarche générale 43
4.7.3 Dimensionnement au gel 46
4.7.4 Exemple 47
4.8 USA (AASHTO) 48
4.8.1 Bases 48
4.8.2 Démarche générale 50
4.8.3 Dimensionnement au gel 54
4.8.4 Exemple 57
4.9 Références 58
5. CONCLUSIONS 61
5.1 Synthèse essais en vraie grandeur 62
5.2 Normes de dimensionnement au gel 62
5.3 Références 66

RESUME

Les buts de cette recherche étaient la synthèse des essais de gel en vraie grandeur effectués à l'étranger et, si possible, l'analyse des normes de dimensionnement au gel et dégel des superstructures routières de la plupart des pays où les conditions climatiques exigent un tel dimensionnement.

La **synthèse des essais en vraie grandeur** aurait pu apporter à l'ingénieur routier suisse une vision globale des derniers développements internationaux en matière de comportement au gel et dégel des superstructures routières; elle devait aussi permettre de confronter et de comparer les résultats obtenus lors des essais effectués dans la halle fosses de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne avec ceux obtenus à l'étranger. La recherche de documentations sur les essais effectués à l'étranger a été longue, difficile et dans une large mesure décevante. Les quelques résultats obtenus sont certes intéressants mais de loin pas autant que nous l'avions espéré de prime abord. Ils proviennent presque exclusivement des essais en vraie grandeur entrepris au laboratoire national des routes du Danemark (IVTB) et au BAST (Bundesanstalt für Strassenwesen) en Allemagne.

Les essais de l'IVTB ont permis, en particulier, de comparer le comportement au dégel de quatre superstructures types qui sont, malheureusement, assez éloignées de celles utilisées en Suisse.

Les essais du BAST, exécutés eux sur des superstructures usuelles en Suisse, ont confirmé certains résultats obtenus lors des essais réalisés dans la halle fosses de l'EPFL : gonflements maximaux, transport de l'eau vers le front de gel, et ont quantifié la diminution de la portance lors du dégel; elle est, au niveau de la forme de la fondation, de quelque 60 % pour les quatre types de superstructures testées.

Si la synthèse des essais de gel en vraie grandeur n'a pas donné les résultats escomptés, l'analyse des **normes de dimensionnement au gel et dégel** des superstructures routières de nombreux pays où les conditions climatiques exigent un tel dimensionnement est d'un grand intérêt et sera une base importante lors de la prochaine révision des normes suisses. Les normes **suisses, françaises, allemandes, norvégiennes, finlandaises, japonaises et les normes AASHTO** (USA) sont décrites en détail et comparées entre elles, notamment sur la base d'un classement des méthodes utilisées pour ce dimensionnement.

Cette analyse montre que la méthode la plus souvent utilisée est celle dénommée "facteur de gel" où l'épaisseur totale de la superstructure est une fraction de la profondeur maximale de pénétration du front de gel (Suisse, Allemagne, Norvège, Japon). Les français utilisent une méthode basée sur l'indice de gel admissible à la base de la superstructure qui doit être plus grand que l'indice de gel de l'air. Les finlandais usent d'une méthode très rationnelle s'appuyant sur la théorie de l'élasticité et le module résilient de l'infrastructure, à savoir le module de déformation de l'infrastructure pendant le dégel. Enfin, la norme AASHTO procède par diminution de l'indice de viabilité, soit, en quelque sorte et indirectement, par diminution de la capacité portante de l'infrastructure.

ZUSAMMENFASSUNG

Ziel der vorliegenden Forschungsarbeit war die Synthese verschiedener im Ausland durchgeführter Frostgroßversuche und -soweit möglich- die Analyse der Dimensionierungsnormen für frostgefährdete Straßenoberbauten von einem Großteil derjenigen Länder, in denen die klimatischen Bedingungen eine solche Dimensionierung erfordern.

Die **Synthese von Großversuchen** sollte dem schweizerischen Straßenbauingenieur einen Überblick über neueste internationale Entwicklungen im Zusammenhang mit dem Verhalten von Straßenoberbauten bei Frost-Tau-Zyklen geben. Sie sollten ebenso eine Gegenüberstellung und einen Vergleich zwischen den in der

Versuchshalle der Eidgenössischen Technischen Hochschule Lausanne durchgeführten Versuche und den ausländischen ermöglichen. Die Suche nach Dokumenten zu im Ausland durchgeführten Versuchen war schwierig, zeitraubend und in vielerlei Hinsicht enttäuschend. Die wenigen für eine Auswertung zur Verfügung stehenden Versuchsergebnisse sind sicherlich interessant, aber doch weit von dem entfernt, was anfangs erhofft war. Sie stammen fast ausschließlich von Großversuchen, welche in den nationalen Versuchsanstalten für Straßenwesen Dänemarks (IVTB) und Deutschlands (BASt) durchgeführt wurden.

Insbesondere die Versuche der IVTB erlaubten, das Verhalten von vier verschiedenen Straßenoberbautypen zu vergleichen, welche jedoch nicht im entferntesten denjenigen entsprechen, die in der Schweiz verwendet werden.

Die Versuche der BASt an in der Schweiz üblichen Oberbautypen haben in einigen Punkten die eigenen in der Versuchshalle der EPFL erhaltenen Resultate bestätigt : maximale Hebung, Wassertransport an die Frostfront, Abminderung der Tragfähigkeit der Fundationsschicht beim Abtauen um bis zu 60% für die vier untersuchten Oberbauten.

Wenn auch die Synthese der Großversuche im realen Maßstab nicht die erhofften Ergebnisse brachte, war die Analyse der **Bemessungsnormen für frostgefährdete Straßenoberbauten** verschiedener Länder, in welchen die klimatischen Bedingungen eine solche Dimensionierung erfordern, von größtem Interesse und dürfte eine wichtige Grundlage für die nächste Revision der schweizerischen Normen sein.

Die Normen der Schweiz, Frankreichs, Deutschlands, Norwegens, Finnlands, Japans und der USA (AASHTO) werden detailliert beschrieben und untereinander verglichen auf der Grundlage einer Klassifizierung der für die Bemessung verwendeten Methode.

Diese Analyse zeigt, daß die am häufigsten verwendete Methode auf einem Frostfaktor basiert, der die maximale Eindringtiefe des Frostes ins Verhältnis setzt zur Gesamthöhe des Oberbaus (Schweiz, Deutschland, Norwegen, Japan). In Frankreich wird von einem zulässigen Frostindex an der Sohle des Oberbaus ausgegangen, unterhalb dessen keine Verformungen zu erwarten sind und welcher größer sein muß als der Frostindex der umgebenden Luft. In Finnland wird eine sehr rationelle, an der Elastizitätstheorie und den Restmodul des Unterbaus orientierte Methode angewendet, welche den Verformungsmodul des Unterbaus während des Abtauens berücksichtigt. Die amerikanische Norm AASHTO schließlich arbeitet mit einer Abminderung des Straßenzustandsindex, was in etwa einer indirekten Abminderung der Tragfähigkeit des Unterbaus entspricht.

ABSTRACT

The research work's purpose was the synthesis of frost full-scale tests done abroad and, if possible the study of standards for the design of pavement structures considering frost effects in countries where climatic conditions require it.

The **frost full-scale test synthesis** would give to the Swiss designer a global vision of the latest international developments concerning road pavement behaviour to frost; it must also permit the comparison of the results from the Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne tests with those obtained abroad. The documentation research work on the tests carried out abroad has been long, difficult and disappointing. Some of the results are interesting but not as we had hoped at the beginning. They come almost exclusively from full-scale tests carried out by the Danish road's national laboratory (IVTB) and by the BAST in Germany.

The IVTB tests have allowed, in particular, to compare the thawing behaviour for four pavement types which are unfortunately, relatively dissimilar to those used in Switzerland.

The BAST tests, realized on pavements usual in Switzerland, have confirmed some of the results obtained in the test pit at the EPFL : maximum heave, water moving to the freezing front; and have quantified the bearing capacity decrease due to thawing; being about 60% on the subgrade for the four pavements tested.

If the synthesis of frost tests did not give the results hoped for, the **analysis of standards considering frost effects** for numerous countries where climatic conditions require such a design is of great interest and will be an important basis at the time of the next Swiss standard's modification.

The **Swiss, French, German, Norwegian, Finnish, Japanese and AASHTO (US) standards** are described in detail and compared among themselves, particularly on the basis of the methods used for design.

This analysis shows that the method the most often used is that named "frost factor" where the pavement's total thickness is a fraction of the frost penetration's maximal depth (Switzerland, Germany, Norway, Japan). The French use a method based on the admissible freezing index on the formation level, which must be greater than the air freezing index. The Finns use a very rational method based on elasticity theory and the subgrade's resilient modulus, that is the subgrade's deformation modulus during thawing. Finally, the AASHTO standard proceeds by reduction of the serviceability index, indirectly given by the subgrade's bearing capacity loss.

1. MANDAT

Par lettre du 28 septembre 1987 et sur proposition de l'Union des professionnels suisses de la route (VSS), l'Office fédéral des routes (OFR) a mandaté le Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL (LMS) pour "faire la synthèse des essais de gel en vraie grandeur effectués à l'étranger et de comparer les résultats obtenus à l'étranger avec ceux de la halle fosses d'Ecublens, en vue du dimensionnement des superstructures routières".

Ce mandat porte le No 24/87 et le montant alloué était de Fr. 60'000.-.

Lors de la discussion de la demande de crédit qui est à l'origine de ce mandat de recherche, la commission technique 272 de la VSS : infrastructure et couches de fondation, a souhaité, qu'en plus de la synthèse des essais de gel en vraie grandeur, le LMS établisse une comparaison entre les normes de dimensionnement au gel utilisées à l'étranger. Ce souhait correspondait à une modification importante de la demande de crédit, notamment en ce qui concerne le volume de travail; il n'a pas été intégré dans le mandat de l'OFR mais le LMS n'a pas refusé ce travail supplémentaire car il est d'un grand intérêt.

2. INTRODUCTION

2.1 Synthèse des essais de gel en vraie grandeur effectués à l'étranger

De 1977 a 1988, le Laboratoire de mécanique des sols de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (LMS) a réalisé, dans sa halle fosses d'Ecublens, trois séries d'essais en vraie grandeur sur le comportement au gel et dégel des superstructures routières . La première série d'essais a été entreprise sur une fondation traditionnelle constituée d'une grave II. La deuxième a été réalisée sur une fondation entièrement stabilisée au ciment. Enfin, la troisième a été effectuée sur une fondation en matériaux concassés mais son but principal était l'étude de l'effet du drainage de la forme de la fondation sur la diminution de la portance lors du dégel.

Ces essais en vraie grandeur ont permis de faire progresser de façon importante la connaissance des phénomènes liés au gel et au dégel d'une chaussée. Ils ont été à la base de la récente révision des normes suisses de dimensionnement des supertructures routières; dans ce cadre, ils ont notamment permis de réduire de façon importante les épaisseurs des couches de fondation dans le dimensionnement au gel. Ces essais ont eu un large retentissement à l'étranger et leurs résultats y sont déjà utilisés. Aujourd'hui, il ne parait pas utile de poursuivre en Suisse ces essais au gel en vraie grandeur et en enceinte fermée dont le coût est très élevé.

Cependant, depuis le début de la première série d'essais voire avant, des essais du même type ont été entrepris à l'étranger dans diverses installations d'essais en vraie grandeur et certains sont encore en cours aujourd'hui.

La synthèse de l'ensemble des résultats obtenus lors de ces essais en vraie grandeur et en enceinte fermée n'a jamais été faite. Une telle synthèse pourrait apporter à l'ingénieur routier suisse une vision globale des derniers développements internationaux en matière de comportement au gel et dégel des superstructures routières et permettre aussi de confronter et comparer nos résultats avec ceux obtenus à l'étranger.

La recherche de documentations sur les essais en vraie grandeur effectués à l'étranger a été longue, difficile et dans une large mesure décevante. Des instituts de recherche ne nous ont jamais répondu malgré plusieurs rappels et des essais que nous croyons en cours ou terminés n'avaient pas encore commencé.

La synthèse résultante est ainsi moins complète et générale que nous l'avions espéré lors de la demande de crédit.

2.2 Normes étrangères de dimensionnement au gel

S'il est faux de toujours considérer les méthodes et les standards développés et utilisés à l'étranger (surtout au USA!) comme supérieurs à ceux de son pays, la connaissances de ces méthodes et standards est pleine d'enseignement, et ceci surtout lors de la révision de norme ou de la rédaction de nouvelles.

C'est pour cette raison que la commission technique 272 de la VSS : infrastructure et couches de fondation, avait souhaité, qu'en plus de la synthèse des essais de gel en vraie grandeur, le LMS établisse une comparaison entre les normes de dimensionnement au gel utilisées à l'étranger.

Comme pour la synthèse des essais en vraie grandeur effectués à l'étranger, la recherche des normes de dimensionnement au gel des superstructures routières a été longue et difficile.

En outre les normes trouvées étaient souvent difficiles à analyser de par la langue utilisée. Si les normes écrites en français, allemand et anglais ont pu être analysées très facilement et si celles écrites en norvégien, suédois ou danois ont pu être déchiffrées approximativement, les normes finlandaises et japonaises nous ont posé de gros problèmes, notamment car le recours à un traducteur ne pouvait entrer en ligne de compte dans le cadre financier du mandat.

Par opposition à la synthèse sur les essais en vraie grandeur, ces recherches et analyses n'ont, par contre, pas été décevantes, bien au contraire. Le lecteur pourra s'en rendre compte en lisant le chapitre 4.

3. ESSAIS EN VRAIE GRANDEUR

3.1 Préambule

Avant que la recherche, qui fait l'objet de ce rapport final, n'ait débuté, nous connaissions déjà l'existence de quelques essais en vraie grandeur du comportement au gel et dégel de superstructures routières voire ferroviaires. Pour certains de ces essais, nous connaissions aussi une partie des résultats obtenus. La figure 3.1 énumère et décrit brièvement les installations où ont été —ou vont être— exécutées les essais en vraie grandeur dont nous connaissions l'existence.

3.2 Caen (France)

3.2.1 Buts

Les essais entrepris dans la station expérimentale de Caen (France) par le Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) et le Centre national de recherche scientifique (CNRS), avaient pour but l'étude de la propagation du front de gel au travers et sous des superstructures routières fondées sur des sols gélifs. L'installation d'essai n'était pas prévue pour étudier la variation de la portance de l'infrastructure pendant le gel et le dégel [3.1].

Ces essais sont, à notre connaissance, les premiers essais en vraie grandeur du comportement au gel de superstructures routières exécutés, depuis la Deuxième guerre mondiale, dans des conditions de laboratoire. Des essais en vraie grandeur un peu du même type avaient déjà été exécutés en Allemagne et en Autriche avant la Deuxième guerre mondiale, mais nous n'avons pu retrouver leurs résultats.

3.2.2 Installation

La station d'essais au gel de Caen est constituée d'un hangar calorifugé construit au-dessus d'une fosse étanche de 18 m. de longueur, 8 m. de largeur et de 1.7 m. de profondeur remplie d'un sol gélif. Une couche de sable sur le fond de la fosse permettait de contrôler le niveau de la nappe phréatique.

Pendant les phases de gel, tout l'air de la halle était refroidi à la température fixée au moyen de deux groupes frigorifiques d'une puissance totale de 18'000 frigories. Les phases de dégel pouvaient être accélérées au moyen de chauffages à infra-rouge d'une puissance totale de 27 kW.

3.2.3 Principaux résultats

Ces essais ont montré, ou confirmé, que la relation entre la racine carrée de l'indice de gel de la surface de la chaussée et la profondeur de pénétration du front de gel était linéaire pour un matériau donné. A la profondeur correspondant à un changement du matériau, par exemple à la profondeur de la superstructure de la chaussée, ces essais ont montré qu'il y avait une cassure marquée, traduisant la différence entre les propriétés thermiques des matériaux de la superstructure et celles du limon gélif constituant l'infrastructure (fig. 3.2).

Les essais de Caen ont aussi montré qu'il existait une relation linéaire entre la racine carrée de l'indice de gel à la surface de l'infrastructure gélive et celle de l'indice de gel de la surface de la chaussée (fig. 3.3). Cela signifie que pour un sol de fondation donné, l'influence de la superstructure se caractérise par deux paramètres, à savoir : la pente de relation linéaire et par son abscisse à l'origine; cet abscisse est la valeur de la racine carrée de l'indice de gel à la surface de la route lorsque le front de gel atteint le sol de fondation.

Installation d'essai	Mise en service	Dimensions max. champs d'essais l = longueur [m] b = largeur [m] t = profondeur [m]	Moyens de refroidissement	Tempé-ratures minimales	Simulation du trafic	Observations
CAEN France Laboratoire Central des Ponts et Chaussées + CNRS	1968	l = 18, b = 8, t = 1.7 1 fosse	Refroidissement de l'air de toute la halle.	-25°C	Pas de simulation	
LINGBY Danemark Institute of Roads, Traffic and Town Planning	1975	l = 9, b = 2.5, t = 1.8 1 fosse non divisable	Refroidissement de l'air de toute la halle.	-10°C	Simulateur linéaire, 5 - 65 kN, 30 km· h^{-1}	L'étude du comportement au gel / dégel n'est pas le but principal de cette installation
EPFL Lausanne, Suisse Laboratoire de mécanique des sols Halle fosses Ecublens	1977	l = 19, b = 5, t = 2 1 fosse divisable en 3 à 4 champs d'essai	Enceinte isolante amovible sur 1 à 3 champs d'essai : h = env. 2 m avec refroidissement de l'air et du fond de la fosse.	-20°C	Vérin dynamique s'appuyant sur un cadre; max. 300 kN	
SASKATCHEWAN Highways and Transportation Canada	1977	Manège avec piste de 38 m de longueur	Enceinte isolante sur le manège avec refroidissement de l'air.	-40°C	Manège, 55 kN, 36 km·h^{-1}	L'étude du comportement au gel / dégel n'est pas le but principal de cette installation
BAST Köln, Allemagne Bundesanstalt für Strassenwesen	1979 ?	l = 25, b = 7.5, t = 2 1 fosse	Enceinte isolante h = env. 1m avec refroidissement de l'air.	-20°C	Vérin dynamique s'appuyant sur un cadre; max. 1000 kN	
VTI Linköping, Suède National Swedish Road and Traffic Research Institute	1980 ?	l = 15, b = 5, t = 3 3 fosses identiques	Refroidissement de l'air de toute la halle.	-20°C	Vérin dynamique s'appuyant sur un cadre; max. 200 kN	
CRREL Hanover NH, USA US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory	1984	l = 55, b = 13, t = 4 1 fosse divisée en 12 champs d'essai	Panneaux de réfrigération amovibles posés sur la surface ou enceintes isolantes amovibles posées sur 1 à 6 champs d'essai avec refroidissement de l'air.	-35°C	Chariot de chargement	Pour essais gel / dégel de n'importe quel ouvrage et étude des pergélisols. Autres fosses d'essai au CRREL

Fig. 3.1 Caractéristiques de quelques installations d'étude en vraie grandeur de routes soumises à des cycles de gel / dégel

La pente de la relation est indépendante du régime de gel imposé à la surface de la chaussée ainsi que de la distribution initiale des températures dans la superstructure et dans l'infrastructure. Elle dépend cependant un peu des propriétés thermiques des matériaux constituant la superstructure ainsi que de son épaisseur.

L'abscisse à l'origine de la droite dépend, par contre, fortement du régime de gel imposé à la surface de la chaussée ainsi que de la distribution initiale des températures dans la superstructure et dans l'infrastructure (fig. 3.3).

Les résultats des essais entrepris dans la station expérimentale de Caen ont été une des bases d'élaboration de la méthode française de dimensionnement au gel des superstructures routières (sect. 4.3).

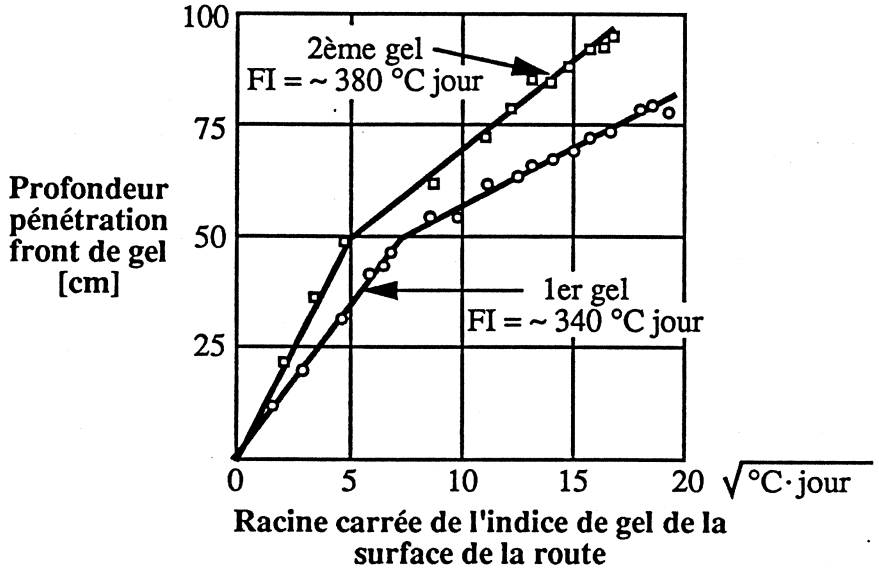


Fig. 3.2 Essais de Caen : pénétration du front de gel en fonction de la racine carrée de l'indice de gel de la surface de la chaussée; superstructure de 50 cm d'épaisseur.

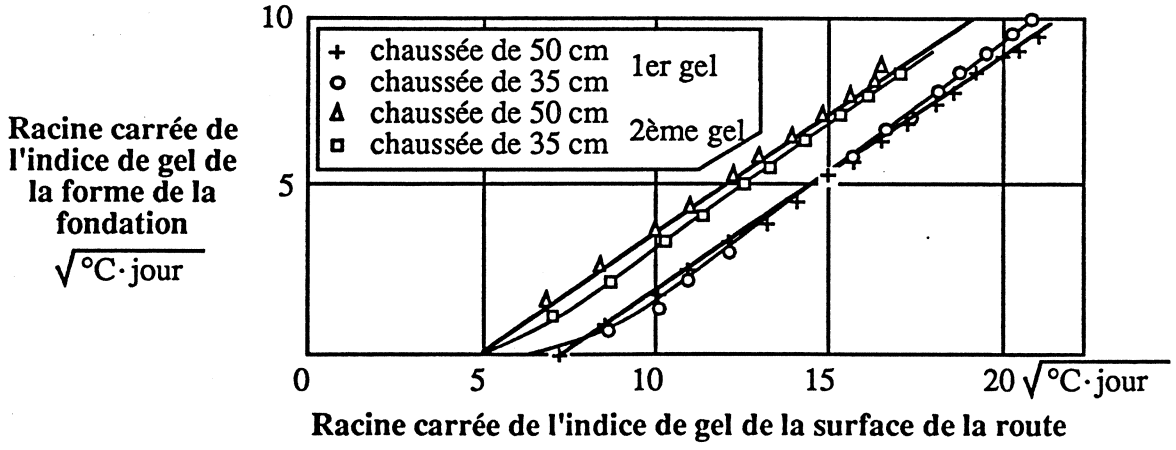


Fig. 3.3 Essais de Caen : relation entre la racine carrée de l'indice de gel à la surface de l'infrastructure et celle de l'indice de gel de la surface de la chaussée pour différentes épaisseurs de superstructure.

3.3 IVTB (Danemark)

3.3.1 Buts

L'IVTB est le laboratoire national des routes du Danemark et se trouve à Lingby.

Les essais en vraie grandeur entrepris dans ce laboratoire avaient pour but la mise à l'épreuve accélérée de différentes solutions de superstructure routière fondées sur une infrastructure de faible portance (limon argileux). Chaque type de superstructure a été soumis à des chargements intensifs, au moyen d'un simulateur de trafic, et à des conditions climatiques variables, [3.2], [3.3].

Ces essais poursuivaient les mêmes buts que le vaste essai AASHO [par ex. 3.4] et la comparaison des différentes solutions testées s'est faites un peu de la même manière que lors de cet essai.

Deux groupes d'essais ont été réalisés ; AARVE I et AARVE II et les différentes superstructures testées font l'objet de la figure 3.4. Sur cette figure, les caractéristiques géotechniques du sol d'infrastructure sont comparées à celles des essais de l'EPFL [3.5], [3.6].

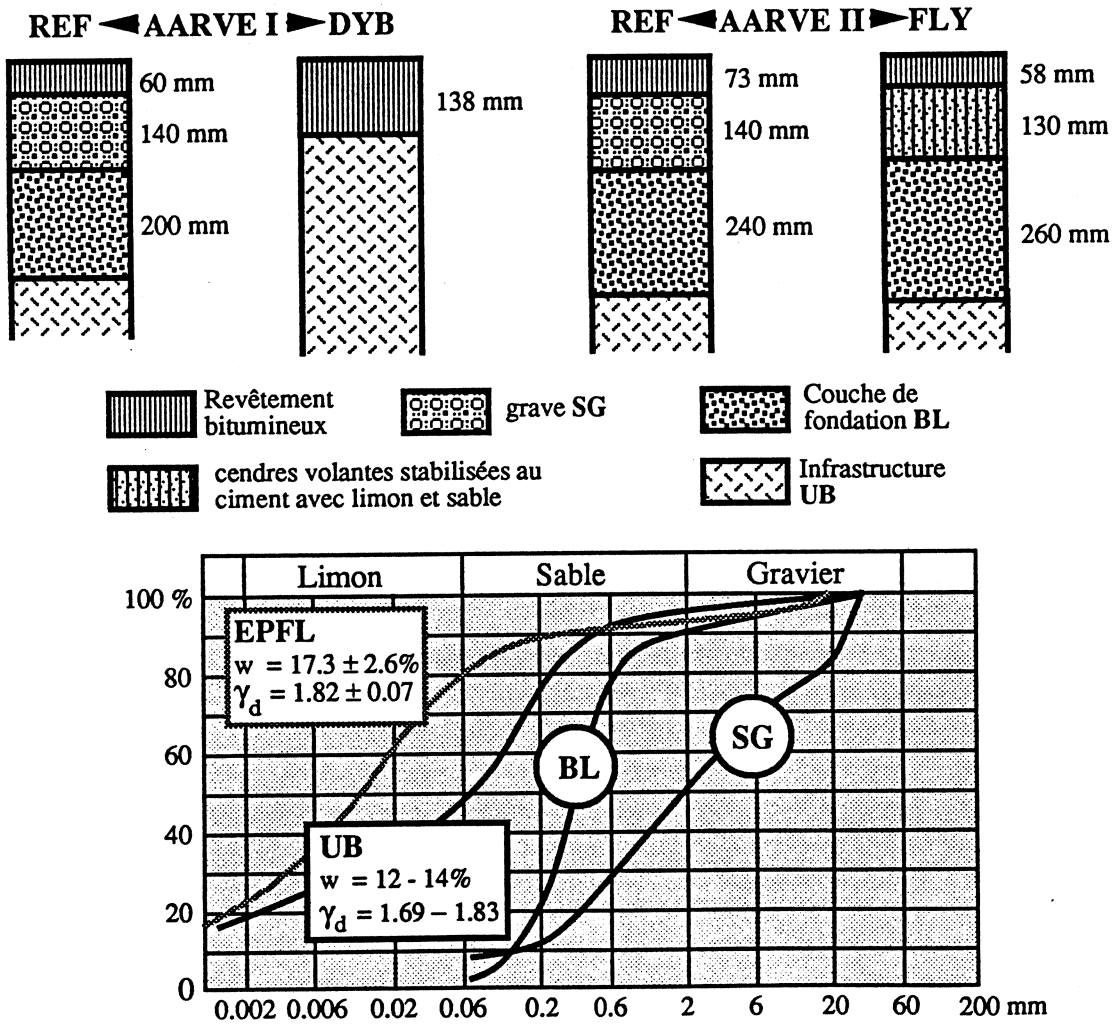


Fig. 3.4 Essais de l'IVTB : Superstructures testées et infrastructure

Le but principal de ces essais n'était pas l'étude du comportement au gel et dégel de ces superstructures; cependant, comme la simulation des conditions climatiques comportait une brève période de gel et de dégel, leurs résultats peuvent présenter un certain intérêt dans le cadre de notre étude.

3.3.2 Installation

La fosse d'essais avait une largeur de 2.5 m. et une longueur totale de 27.5 m. dont seulement une partie centrale de 9 m. pouvait être utilisée pour la construction des modèles de superstructure. Sur ce tronçon de 9 m., la profondeur de la fosse était de 2.0 m. (fig. 3.5). Les zones de part et d'autre de ce tronçon central servaient pour l'accélération et le freinage du simulateur de trafic linéaire. Il était constitué par une roue jumelée de camion guidée par deux rails placés sur les deux bords de la fosse (fig. 3.5). La roue pouvait être chargée jusqu'à 120 kN et se déplaçait, sur le tronçon central, à une vitesse de quelque 20 $km \cdot h^{-1}$.

L'infrastructure était constituée d'un limon argileux comme dans les essais menés dans la halle fosses de l'EPFL (fig. 3.4); ce limon était moins argileux que celui de l'EPFL. Les données en notre possession ne permettent cependant pas de déterminer sa sensibilité au gel relativement à celle du limon de l'EPFL.

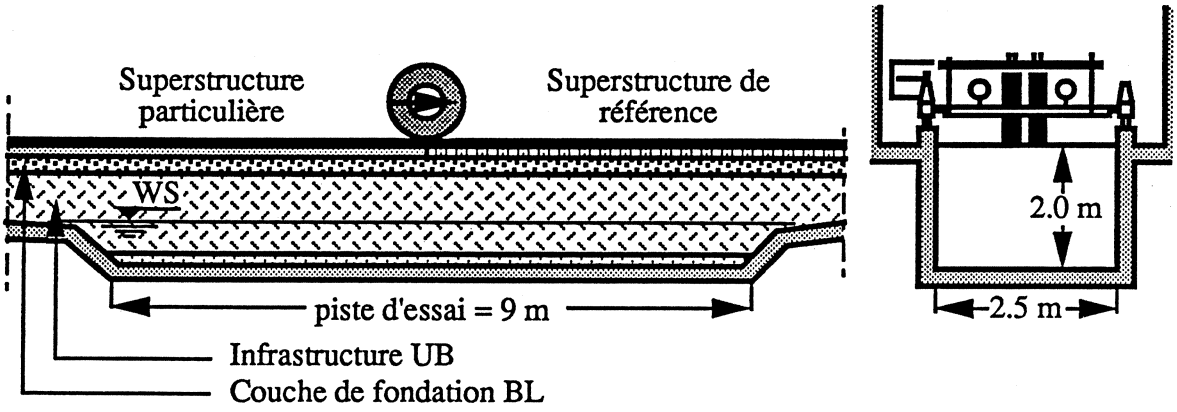


Fig. 3.5 Essais de l'IVTB : fosse d'essais

3.3.3 Principaux résultats

Une brève synthèse des résultats obtenus fait l'objet de la figure 3.6 pour l'essai AARVE I et de la figure 3.7 pour l'essai AARVE II. Ces figures montrent l'évolution, en fonction du nombre de passages de la roue jumelée sur les champs d'essais et en fonction des conditions climatiques à la surface du revêtement, de :

- la profondeur de l'ornière sous la roue RD [mm],
- le déformation plastique ε_p dans l'infrastructure mesurée juste sous la forme de la fondation (le capteur avait environ 20 cm de hauteur),

ceci pour le tronçon de référence (REF) et pour les tronçons à superstructure particulière (DYB et FLY).

Lors de l'essai AARVE I, l'isotherme 0° C a pénétré de 20 cm dans l'infrastructure gélive sous la superstructure de référence (REF) et de quelque 50 cm sous la superstructure DYB. Nous ne connaissons pas ces profondeurs pour l'essai AARVE II mais elles devraient être comparables à celle obtenue sous la superstructure de référence de l'essai AARVE I, à savoir quelque 20 cm.

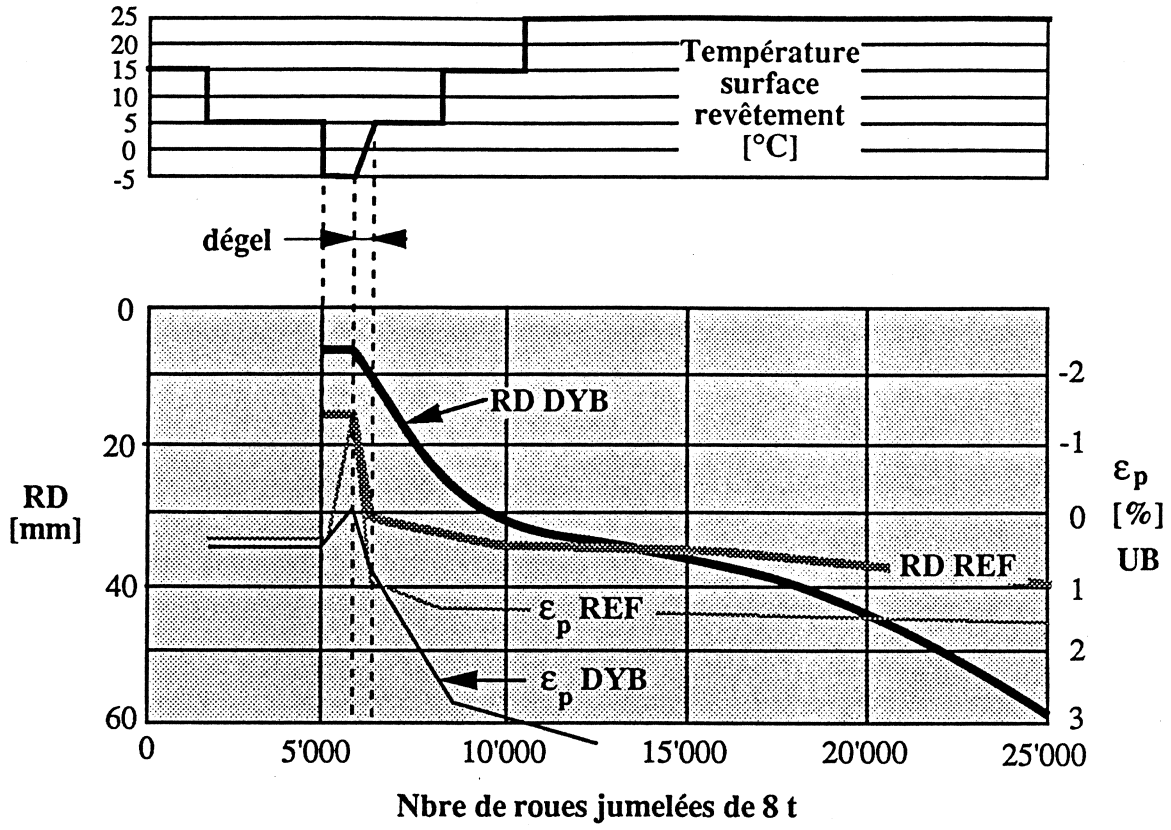


Fig. 3.6 Essais de l'IVTB : brève synthèse des résultats obtenus lors de l'essai AARVE I

Sur la figure 3.6, caractérisant l'essai **AARVE I**, on peut constater que le dégel de l'infrastructure a provoqué une augmentation très rapide de la profondeur de l'ornière sur la superstructure traditionnelle REF (15 mm) et une augmentation différée pour la superstructure DYB (environ 25 mm) qui est beaucoup plus visco-élastique que la superstructure de référence. Des fissures dans le revêtement ont accompagné cette augmentation de la profondeur de l'ornière. Après le dégel la superstructure traditionnelle REF redevient stable et la profondeur d'ornièrage n'augmente que lentement alors que la superstructure DYB constituée d'une seule couche de béton bitumineux posée sur le sol gélif de faible portance est le siège d'une sorte de rupture différée qui provient probablement de la propagation des fissures dans son épaisseur.

La mesure des déformations dans la partie supérieure de l'infrastructure montre bien l'accroissement de son volume par la formation des lentilles de glace et sa diminution lors de leur dégel.

L'essai **AARVE II** comportait plusieurs cycles de gel et dégel. Lors du premier cycle, la superstructure traditionnelle de référence (REF) a accusé une forte augmentation de la profondeur d'ornièrage du même ordre de grandeur que lors de l'essai AARVE I; la superstructure de référence de l'essai AARVE II était cependant plus épaisse que celle de l'essai AARVE I. Lors des autres cycles cette augmentation a été très faible relativement à la première.

Toujours sur la base de l'augmentation de la profondeur de l'ornière, la superstructure FLY, qui comprenait une couche de cendres volantes stabilisée au ciment comme couche de support, s'est remarquablement bien comportée. Après le passage de 50'000 roues jumelées et la simulation de 3 hivers, l'accroissement de la profondeur de l'ornière n'a été que de 3 mm.

Enfin, les déformations dans la partie supérieure de l'infrastructure sont comparables à celle de l'essai AARVE I.

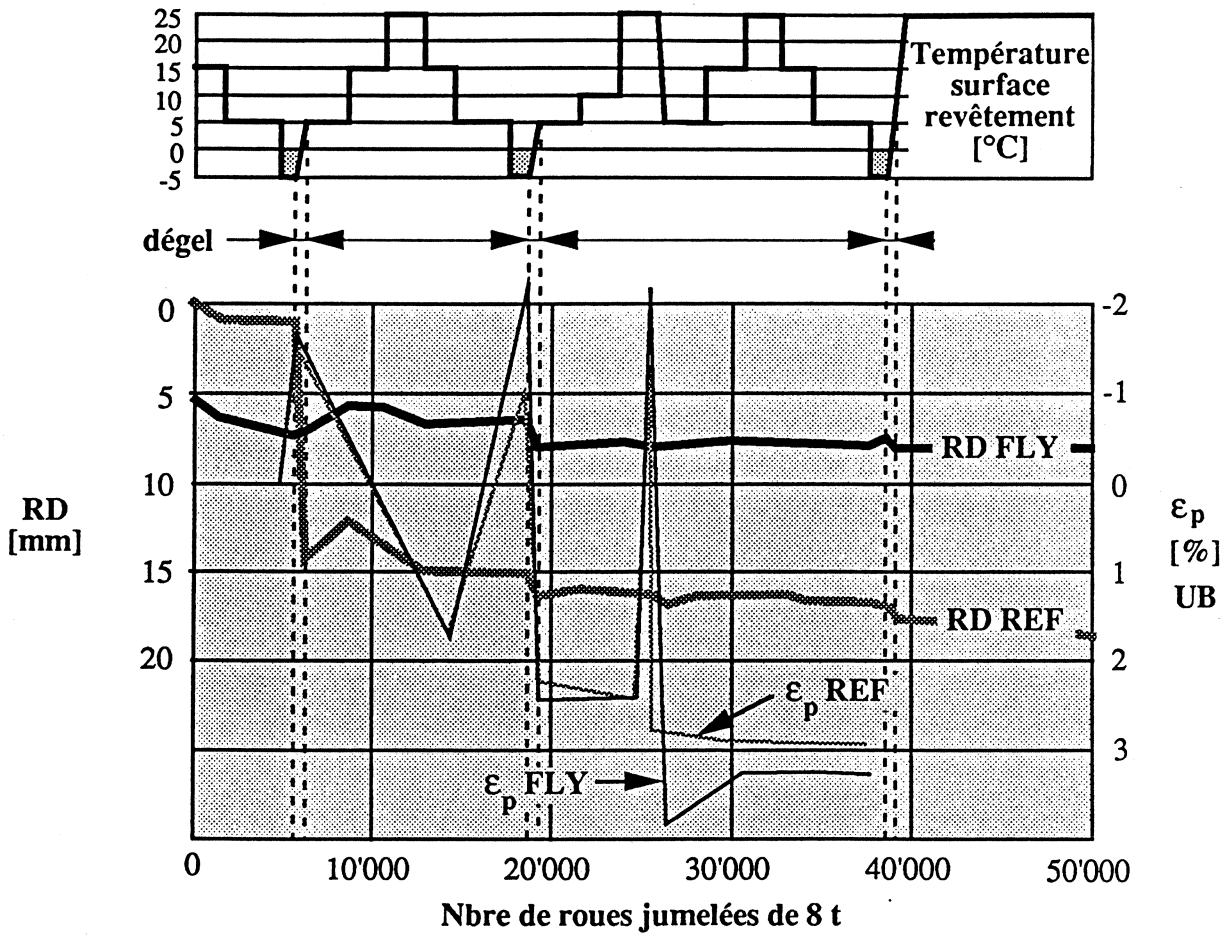


Fig. 3.7 Essais de l'IVTB : brève synthèse des résultats obtenus lors de l'essai AARVE II

3.4 Saskatchewan (Canada)

Ces essais ont été réalisés au moyen d'un manège, avec une piste de 38 mètres de longueur (fig. 3.1), dont l'un des buts étaient l'étude de la capacité portante d'une infrastructure gélive au moment du dégel.

Les nombreuses lettres que nous avons envoyées au "Saskatchewan Highways and Transportation" sont malheureusement restées sans réponse et nous ne connaissons donc pas les résultats obtenus lors de ces essais.

3.5 BAST (Allemagne)

3.5.1 But

Le BAST (Bundesanstalt für Strassenwesen) est l'institut fédéral allemand de recherche en matière de routes. Les essais en vraie grandeur du comportement au gel (surtout gonflement) et au dégel (diminution de la portance) ont été réalisés, dès 1979, [3.7], [3.8].

Ces essais avaient pour buts :

- l'étude de la propagation du front de gel (profondeur et vitesse) sous et dans une superstructure routière,
- la mesure des gonflement en relation avec la position de l'isotherme 0° C,
- l'étude de la formation des lentilles de glace sous la fondation de la chaussée,
- l'étude de la variation de la portance de l'infrastructure pendant son dégel.

Ces buts étaient presque les mêmes que ceux poursuivis, dès 1977, par le Laboratoire de mécanique des sols de l'EPFL avec son installation d'essais d'Ecublens.

Les différentes superstructures testées dans l'installation du BAST sont décrites en haut de la figure 3.8.

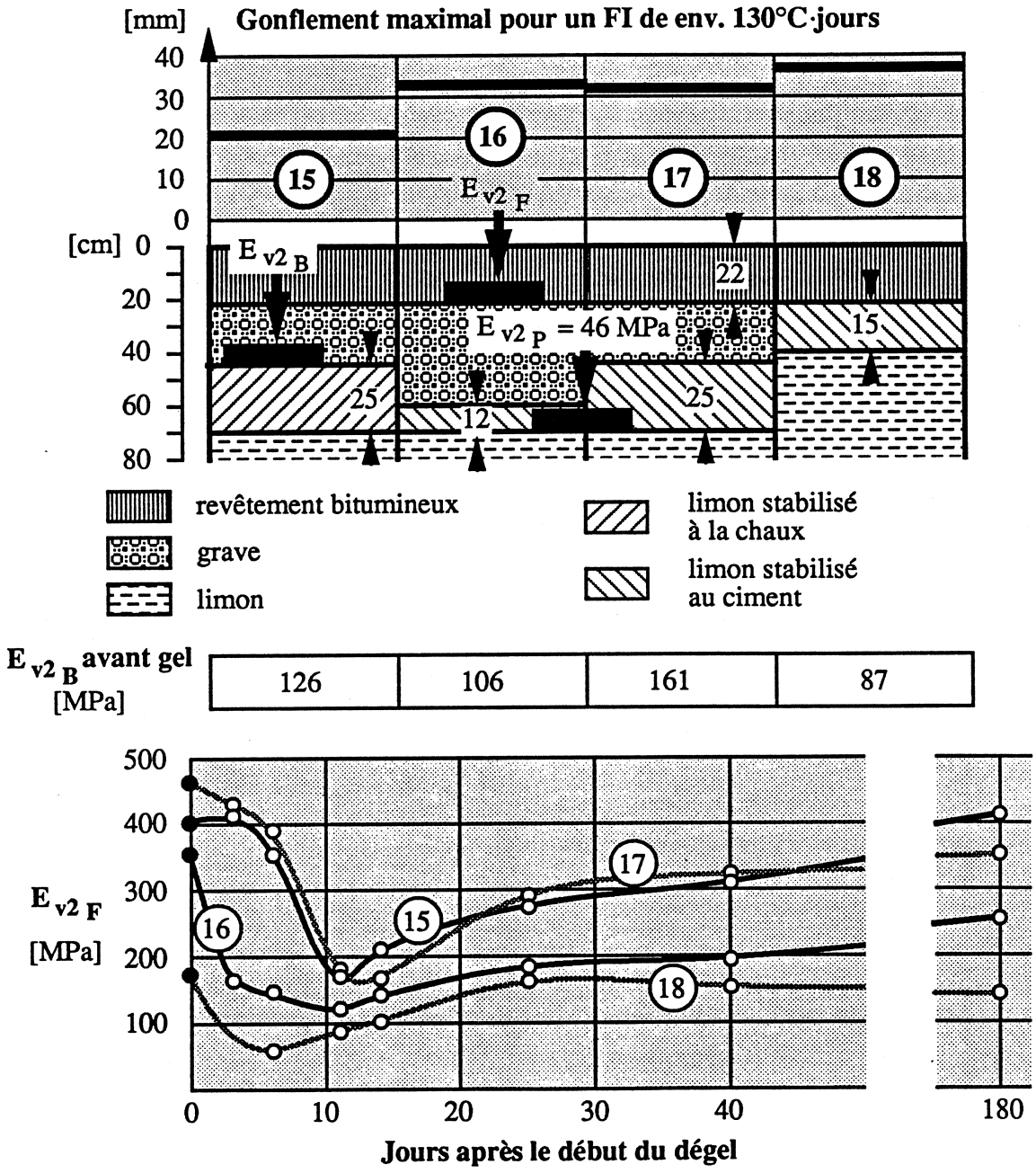


Fig. 3.8 Essais du BAST : superstructures testées, gonflements maximaux et variation de la portance sur la forme de la fondation.

3.5.2 Installation

Les essais en vraie grandeur du BAST ont été réalisés avec un dispositif un peu semblable à celui de l'EPFL (fig. 3.1). La fosse parallélépipèdique, placée dans une halle, avait une longueur de 25 m, une largeur de 7.5 m et une profondeur de 2.0 m. Au-dessus de la fosse, sous une enceinte calorifugée de un mètre de hauteur, la température de l'air pouvait être abaissée jusqu'à -20° C. La simulation du trafic a été surtout réalisée au moyen d'un vérin dynamique s'appuyant sur un cadre comme à l'EPFL; d'autres dispositifs de charge ont été aussi utilisés.

Le sol d'infrastructure gélif était constitué par un limon peu plastique (UL selon DIN 18'196 soit un sol avec un indice de plasticité ≤ 4% et une limite de liquidité comprise entre 20 et 35%; sa classe USCS est donc ML). D'après la norme SN 670'140a : gel, ce sol a un degré de gélivité G4 (fort).

3.5.3 Principaux résultats

De par la maigreur de l'information reçue, nous n'allons discuter que des mesures de gonflement, de celles de la migration de l'eau interstitielle vers le front de gel et de celles relatives à la diminution de la portance mesurée sur la forme de la fondation.

Les **gonflements** maximaux observés font l'objet de la partie supérieure de la figure 3.8. Pour des superstructures de même épaisseur ils sont très logiquement proportionnels à l'épaisseur de la couche de grave qui est le matériau le plus conducteur de chaleur.

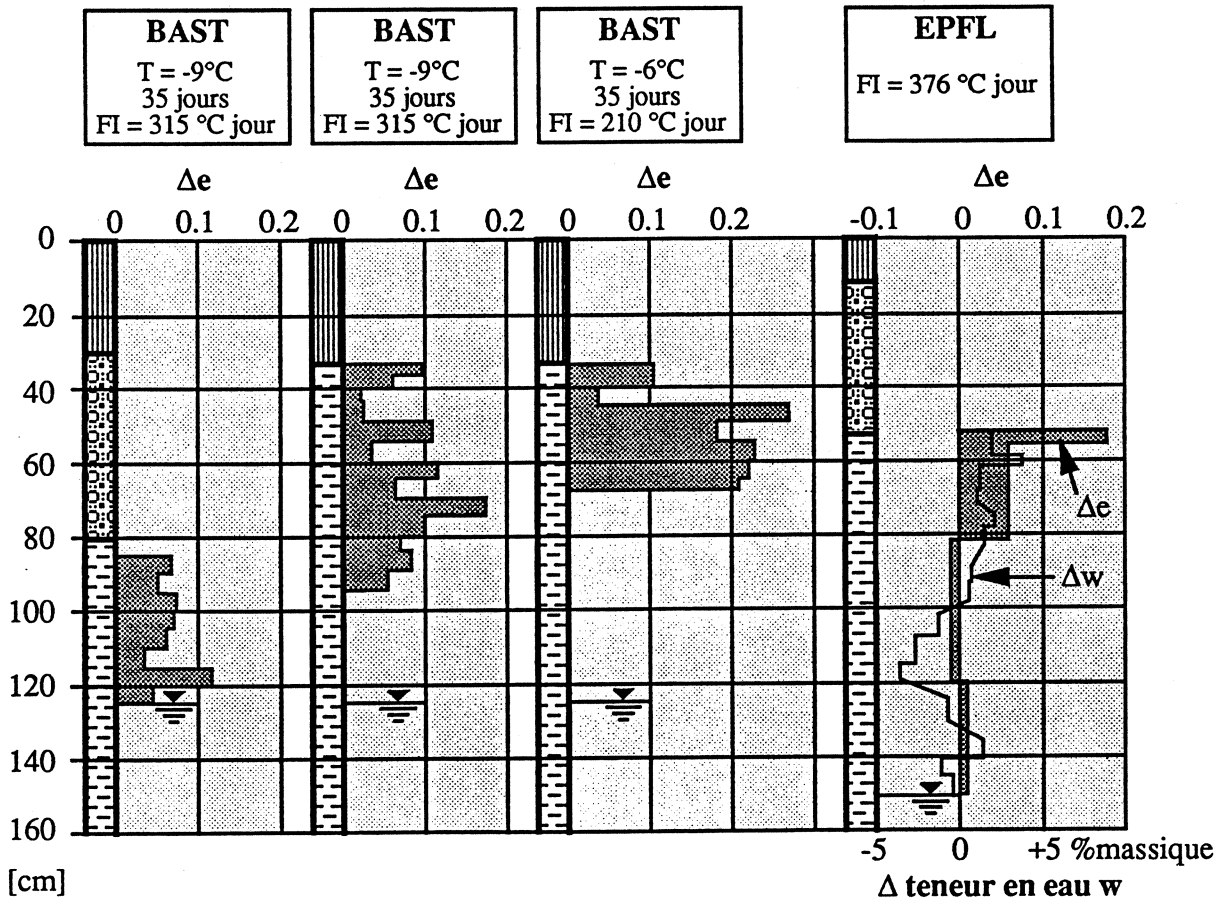


Fig. 3.9 Essais du BAST : Effet de la formation des lentilles de glace

Au bas de la figure 3.8 nous avons présenté la **variation de la portance** après le début du dégel. Cette portance est définie par le module E_{v2} qui est équivalent au module M_{E2} défini par la norme suisse SN 670'317a. Cette portance a été mesurée sur la forme de la fondation et il est intéressant de constater que sa valeur minimale est atteinte entre 7 et 11 jours après le début du dégel. La variation de la portance de la forme de la fondation des superstructures les plus rigides (15 et 17) a une allure très différente de celle des superstructures plus souples (16 et 18); la chute de la portance y est différée de quelque 5 jours. Lors des essais de l'EPFL, la portance minimale a été atteinte 8 jours après le début du dégel pour un gonflement de 20 mm, respectivement 15 jours pour un gonflement de 27 mm.

Les mesures faites au BAST sur la **migration de l'eau vers le front de gel** confirment celle entreprises à l'EPFL. Sur la figure 3.9, où la migration de l'eau vers le front de gel est quantifiée par l'augmentation de l'indice de vide e, on remarquera notamment que la position de la nappe ne semble pas avoir d'influence sur le volume des lentilles de glace. Ce même phénomène avait été constaté lors des essais en vraie grandeur entrepris dans la halle fosses de l'EPFL. Dans les sols gélifs, où le degré de saturation est proche de 100% et pour des périodes de gel ne dépassant pas deux à trois mois, la position de la nappe phréatique n'a donc pas d'influence sur le gonflement des sols gélifs; qui plus est, cette notion de nappe phréatique n'a que peu de sens dans un sol où les teneurs en eau ne varient que très peu au passage de l'état saturé à celui non saturé.

3.6 VTI (Suède)

Le VTI est l'institut national suédois de recherche en matière de route et de trafic. Les essais de comportement au gel et dégel de superstructures routières devaient être réalisés dans une installation, construite aux environs de 1980 à Linköping, comprenant trois fosses d'essais un peu semblables à celle de l'EPFL. Les responsables de ces essais sont venus visiter l'installation de l'EPFL à Ecublens et nous avons gardé depuis cette visite, de bons contacts avec eux. Cependant, par manque de crédits, les essais prévus n'ont pas pu encore être réalisés.

Des essais de moindre envergure, sans simulation du trafic, ont été réalisés par le VTI pendant les hivers 1973-74, 1974-75 et 1975-76, [3.9], [3.10]. Ils avaient surtout pour but la détermination de la susceptibilité au gel de sols soumis à des conditions naturelles de gel. Les essais ont été réalisés dans des cylindres en béton enfouis dans le sol dont la surface était à l'air libre. Leur profondeur était de 2.2 m et leur diamètre de 1.5 ou 2.0 m. Les cylindres étaient isolés du terrain naturel par une couche de laine de verre.

La dispersion des résultats obtenus fait que leur synthèse est très difficile. Cette dispersion provient de conditions aux limites mal maîtrisées et notamment de la non prise en compte de la radiation solaire qui n'était pas mesurée.

3.7 CRREL (USA)

Le CRREL (Cold Regions Research and Engineering Laboratory), qui dépend de l'armée américaine, est le plus grand laboratoire du monde de recherche en matière de gel. Il possède de nombreuses fosses d'essai en vraie grandeur dont une, très grande, construite en 1984.

Cette fosse peut être utilisée pour des essais de nature très différente et, notamment, pour des essais relatifs aux pergélisols. A notre connaissance (nous sommes relativement bien renseigné sur les activités du CRREL), aucun essai en vraie grandeur du comportement au gel et dégel de superstructures routières construites dans des gélisols (sols gelés en hiver sur une faible profondeur) n'a encore été réalisés au CRREL.

3.8 Références

[3.1] A. PHILIPPE, J. AGUIRRE PUENTE, H. BERTOUILLE, M. FREMOND, La propagation du gel dans les chaussées et sa simulation à la station expérimentale de Caen, *Symp. sur l'action du gel sur les chaussées, OCDE*, Oslo, 1973.

[3.2] J.M. KIRK, J. POULSEN, A. SKJOLBY, B. THAGESEN, P. ULLITZ, *AARVE - Accelereret Afprovning af Ressourcebesparende Vejbefæstelser, AARVE I - Sammenligning af en Fulddybdeasfalt og en traditionel Befæstelse*, Institut for Veje, Trafik og Byplan, DK, Rapport Nr 29, 1980.

[3.3] C. BUSCH, AARVE II - *Fly ash in cimentbound sand for roadbase, Accelerated testing in Road Testing Machine*, National Road Laboratory, Report 59, DK, 1986.

[3.4] -, *The AASHO Road Test,* Highway Research Board, Special Report No 73,, Publ. No 1012 of the National Academy of Sciences-National Research Council, Washington DC, 1962.

[3.5] M. DYSLI, P.L. BOURDEAU, *Influence du milieu ambiant sur la force portante d'une chaussée*, Rapport de recherche No 79 de l'Office Fédérale des Route, Berne, 1984.

[3.6] H. LEFEBVRE, M. DYSLI, *Effet du gel sur les superstructures routières avec fondation en matériaux concassé*, Rapport de recherche No 165 de l'Office Fédérale des Route, Berne, 1988.

[3.7] H. BEHR, G. HERION, W.J. KAWOHL, H. KRAUTH, G. LEYKAUF, R. URBAN, G. WOLF, *Asphaltoberbau in Forschung und Praxis*, Forschungsarbeiten aus dem Strassenwesen, Heft 98, 1982.

[3.8] H. BEHR, Zeitraffende Untersuchungen an Bauweisen mit Bodenverfestigungen aus Zement und hochhydraulischem Kalk, *Bundesanstalt für Strassenwesen, Niederschrift der 24. Tagung, Mai 1984 in Bergisch Gladbach.*

[3.9] L. STENBERG, Frost heave studies by natural freezing, *2nd Int. Symp. on Ground Freezing*, Trondheim, Norway, 1980

[3.10] L. STENBERG, *Frost heave tests by natural freezing*, Statens väg- och trafikinstitut (VTI), Nr. 292A, Linköping, Sweden, 1982.

4. NORMES

4.1 Méthodes de dimensionnement au gel et dégel

4.1.1 Généralités

Les méthodes de dimensionnement au gel des routes et voies ferrées sont avant tout **empiriques**. Sur la base de l'examen, plus ou moins systématique, du comportement des constructions existantes lors de la période hivernale ou, très récemment, sur la base d'essais en vraie grandeur dans des conditions de laboratoire, les ingénieurs ont, sous des conditions climatiques données, petit à petit adapté les épaisseurs et la qualité des matériaux des couches de fondation à la croissance du trafic. Cela a aussi été le cas pour leur dimensionnement hors gel (sans tenir compte du gel); cependant, pour celui-ci et depuis une ou deux décennies, la démarche suivie est un peu plus rationnelle que celle encore utilisée aujourd'hui, dans la plupart des pays des régions tempérées à froides, pour le dimensionnement au gel.

Le principe général du dimensionnement au gel des routes, voies ferrée et pistes d'aéroport fondées sur des sols gélifs est, tout d'abord, de les dimensionner sans tenir compte du gel, puis de vérifier la solution trouvée à la diminution de la capacité portante pendant le gel. Ce dimensionnement hors gel est basé sur le trafic et la capacité portante du sol naturel.

Si la solution déterminée par le dimensionnement hors gel ne peut supporté sans dommage le gel et surtout le dégel, les épaisseurs des couches de fondation sont augmentées ou un autre type de superstructure est choisi. Dans ce dernier cas il faudra recommencer le dimensionnement par la vérification hors gel.

Il existe différentes mesures pour prévenir les dégâts dus au gel et au dégel sur les routes, voies ferrée et pistes d'aéroport. Elles ont pour but, soit d'empêcher la pénétration du front de gel dans les couches gélives (substitution totale, isolation thermique), soit de limiter ses effets lors du gel et du dégel (dimensionnement à la perte de portance, stabilisation du sol), soit encore, pour les routes, d'interdire le trafic des poids lourds pendant la période du dégel (barrière de dégel).

Ces mesures préventives limitent, voire empêchent les soulèvements de la surface de la chaussée pendant le gel et les dégâts, par diminution de la portance pendant le dégel.

Parmi toutes ces méthodes, le **dimensionnement à la diminution de la portance lors du dégel** est aujourd'hui de loin la plus utilisée. Plusieurs solutions sont possibles que l'on peut classer en trois types.

4.1.2 Facteur de gel

Le premier consiste à donner à la superstructure une épaisseur minimale obtenue par **multiplication de la profondeur maximale de la pénétration du gel** sous la chaussée par un facteur, plus petit que un, dépendant de plusieurs paramètres dont l'indice de gel. Il conduit à la formule générale suivante :

$$d_S = f \cdot X \tag{4.1}$$

avec : d_S = épaisseur de la superstructure, y compris le revêtement;

X = profondeur nominale du gel dans le sol naturel ou, autre possibilité, sous la superstructure prévue; dans ce dernier cas quelques itérations sont nécessaires.

f = facteur de gel < 1 dépendant le plus souvent :

- de l'indice de gel de la surface de la route FI_S ou de celui de l'air FI;
- du type de la superstructure, soit implicitement de sa résistance mécanique;

- du trafic, souvent exprimé par classes;
- de la gélivité du sol naturel ou du remblai.

La profondeur du gel X peut être la profondeur la plus grande jamais atteinte par le gel ou une profondeur atteinte pendant une certaine période de récurrence.

4.1.3 Indice de gel admissible

La démarche du deuxième type associent à la superstructure un indice de gel admissible qui doit être supérieur à l'indice de gel du projet :

$$FI_A \geq FI \text{ ou } FI_S \tag{4.2}$$

avec : FI = indice de gel de l'air
FI_S = indice de gel de la surface de la route
FI_A = indice de gel admissible de la superstructure à dimensionner, qui peut être fonction :
- de l'épaisseur, du type et des propriétés thermiques des matériaux de la superstructure;
- de l'épaisseur du sol gélif soumis au gel;
- de la gélivité de ce sol qui peut être un sol naturel ou un remblai.

Cette démarche demande, comme les précédentes, quelques itérations pour obtenir la solution optimale.

4.1.4 Capacité portante réduite

La démarche du troisième type, utilisent un peu la même démarche que pour le dimensionnement sans gel mais avec une **capacité portante réduite** du sol naturel. Cette capacité portante est le plus souvent définie par des classes: $P_1, P_2, \ldots, P_n$, P_1 étant la capacité portante la plus faible.

Cette démarche peut alors être résumée par une relation de la forme suivante :

$$P_g = P_{sg} - n \tag{4.3}$$

avec : P_g = classe de capacité portante du terrain naturel pour le dimensionnement au gel
P_{sg} = classe de capacité portante du terrain naturel sans tenir compte du gel
n = 1, 2, 3, . . ., pas de réduction de la classe de capacité portante dépendant le plus souvent :
- de l'épaisseur du sol gélif soumis au gel;
- de la gélivité de ce sol qui peut être un terrain naturel ou un remblai.

Comme les classes de portance sont souvent peu nombreuses, cette solution conduit cependant à des variations un peu brutales des épaisseurs ou des types de superstructures.

4.1.5 Capacité portante pendant le dégel : module résilient

On peut aussi introduire **directement la capacité portante du sol pendant le dégel**, sans passer par une classe de portance, en utilisant le module résilient de gel-dégel M_r du sol naturel gélif (ou du remblai) et dimensionner la superstructure en fonction de ce module. Cette dernière façon de procéder paraît très rationnelle car elle est une transposition du phénomène naturel.

Cependant la détermination d'un module résilient réaliste correspondant à la capacité portante du sol lors du dégel est difficile. Ce module est en effet fonction de nombreux facteurs dont le niveau de contraintes, les caractéristiques thermiques de l'infrastructure et de toutes les couches de la superstructure et des conditions climatiques à la surface de la chaussée. Il existe aujourd'hui une méthode de laboratoire développée par le CREEL et basée sur les résultats d'essais triaxiaux avec charges cycliques et variation de température [4.1]. Le module résilient qui y est mesuré correspond cependant à des conditions thermiques bien déterminées qui ne sont réalistes que pour certaines conditions climatiques.

Le module résilient est fonction surtout de la vitesse du dégel et, dans une moindre mesure, du gonflement soit de la masse d'eau accumulée sous forme de lentille de glace.

4.2 Suisse

4.2.1 Bases

Les normes suisses sont en principe connues de la plupart des lecteurs de ce rapport. Cependant, pour être complet et pour les lecteurs qui ne sont pas des constructeurs de routes suisses, nous allons présenter ces normes de la même manière que les normes étrangères.

Les normes suisses de dimensionnement des superstructures routières sont basées sur un catalogue de tous les types de superstructures construites dans ce pays [4.2]. Ce catalogue est utilisé aussi bien pour la construction de nouvelles chaussées que pour le renforcement de chaussées existantes. Dans ce catalogue, le choix des superstructures se fait au moyen :

- Du **trafic**, qui est quantifié par 5 **classes de trafic** : T1, pour le trafic le plus léger, à T5 pour un trafic très lourd.
- De la **portance de l'infrastructure** qui est définie par 4 **classes de portance** : S1, pour une faible portance à S4 pour une portance très élevée. Ces classes de portance sont définies dans [4.3].
- De la **gélivité des sols d'infrastructure** définie par quatre **degrés de gélivité** G1 à G4, G4 désignant le sol le plus gélif (voir [4.4]).
- De l'**indice de gel de la surface de la route** FI_S. Cet indice s'évalue par la relation entre l'indice de gel de l'air FI et la radiation solaire que l'on trouve dans [4.4] (FI_S=FI-RI, avec RI=**indice de radiation**). Une carte des indices de gel de l'air [4.4] permet de les évaluer facilement si on ne dispose pas de mesures de la température de l'air relevées pendant de nombreuses années dans une station météorologique placée dans la région du projet de route.
- De la **profondeur de pénétration du gel** X_{30} qui est la profondeur du gel moyenne des 3 hivers les plus froids des 30 dernières années. En général, cette profondeur est évaluée en fonction de l'indice de gel.

4.2.2 Démarche générale

La séquence d'utilisation des différentes normes nécessaires à ce dimensionnement fait l'objet de la figure 4.1. Sur cette figure les normes au-dessous de la norme SN 640'324 : Dimensionnement superstructure des routes, sont des normes de construction donnant les exigences pour les différents éléments qui constituent une superstructure routière.

Le domaine d'application général du dimensionnement est défini par le schéma de la figure 4.2 qui montre que seules les superstructures fondées sur des sols de degrés de gélivité G3 et G4 doivent être vérifiées au gel. En outre, cette vérification est encore limitée à des indices de gel FI_S dépassant une certaine valeur.

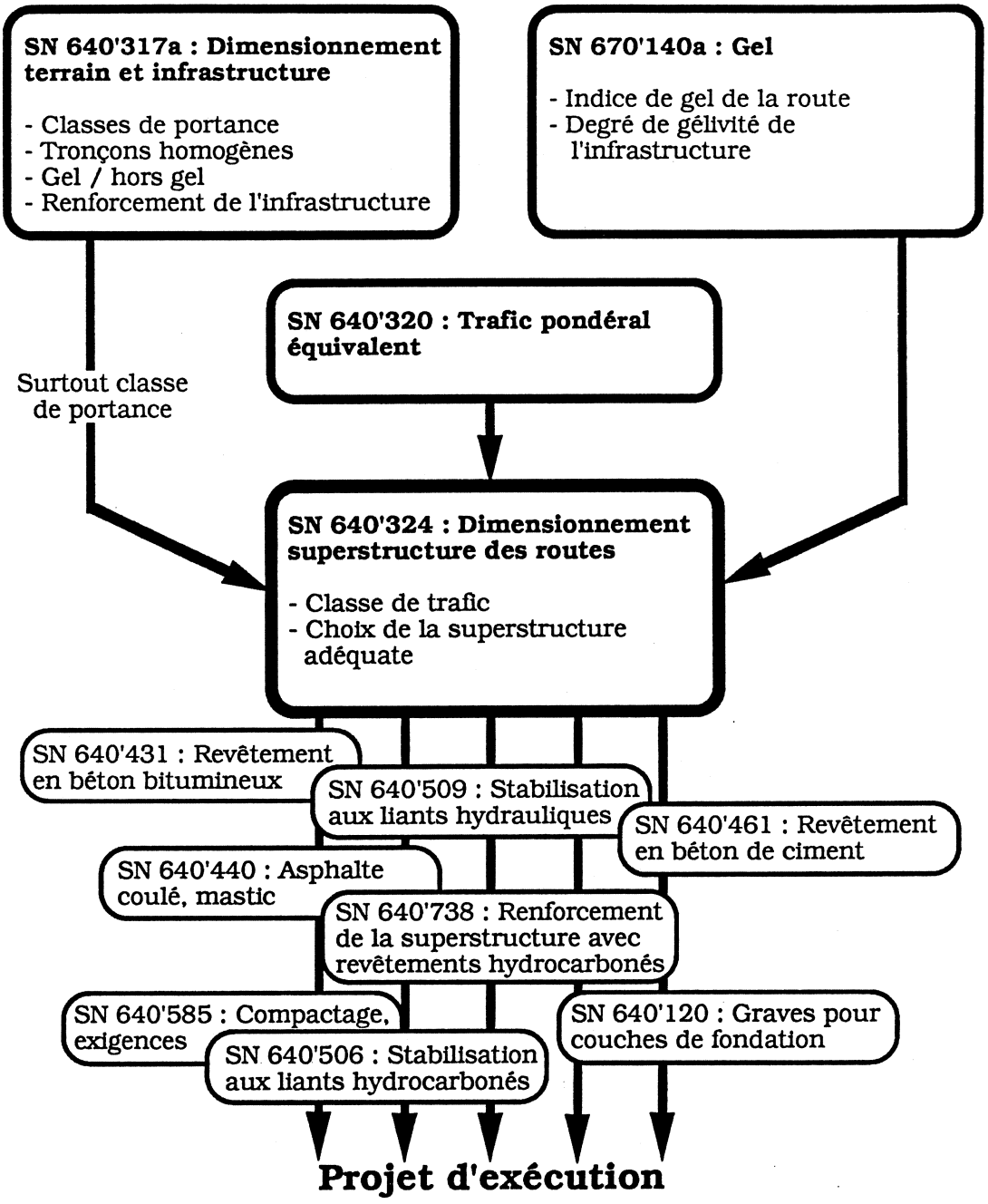


Fig. 4.1 Suisse : ordinogramme des normes utilisées pour le dimensionnement d'une route.

4.2.3 Dimensionnement au gel

La profondeur de pénétration du gel dépend de l'épaisseur de la superstructure non gélive constituée par des matériaux dont le conductivité thermique est plus élevée que celle des sols d'infrastructure gélifs; la vérification au gel est donc un procédé itératif.

Pour que la superstructure supporte sans dommage la diminution de la portance au dégel il faut que son épaisseur totale d_s remplisse la condition suivante :

$$d_s \geq f \cdot X_{30} \tag{4.4}$$

avec : d_s = épaisseur de la superstructure, y compris le revêtement
X_{30} = profondeur moyenne du gel des 3 hivers les plus froids des 30 dernières années
f = facteur de gel < 1

Le facteur de gel f est fonction du type de la superstructure, du degré de gélivité du sol (G3 ou G4), de l'indice de gel de la surface de la route FI_S et du trafic. Il est fonction du trafic car les normes suisses admettent implicitement que, pour un trafic faible et un indice de gel de la surface de la route pas trop élevé, la probabilité du passage d'un essieu supportant la charge maximale au moment où la diminution de la portance est la plus forte, est faible. Pour la superstructure qui fait l'objet de l'exemple du catalogue des structures (figure 4.4), les facteurs de gel sont donnés sur la figure 4.3.

La figure 4.4 est un extrait d'une planche du catalogue suisses des structures [4.2]; les zones en gris sont celles destinées au dimensionnement au gel. Les deux entrées principales sont la classe de portance et la classe de trafic. Pour certaines classes de portance ou de trafic, la superstructure peut ne pas convenir; il y a alors renvoi à un autre type de structure comme c'est le cas, dans l'extrait de la figure 4.4, pour la classe de portance S4.

Sous les classes de trafic, l'indice de gel FI_S* est l'indice au-dessous duquel la vérification au gel n'est pas nécessaire. La zone de droite, réservée au dimensionnement au gel, permet de déterminer le facteur de gel f en fonction de l'indice de gel de l'air et du degré de gélivité de l'infrastructure.

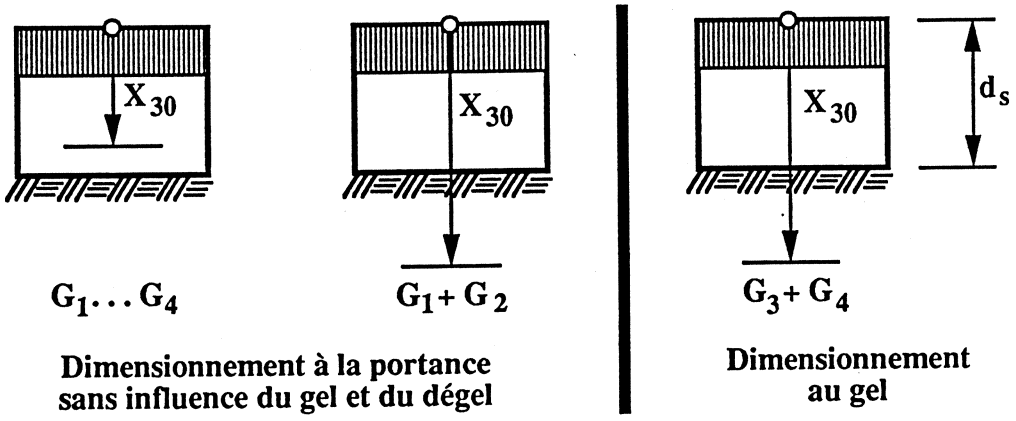


Fig. 4.2 Suisse : domaine d'application du dimensionnement au gel

Type de superstructure		1	2		3 . . . 14
Degré de gélivité			G3	G4	
FI_S	Classe de trafic				
< 400	T5, T4		.45	.55	
	T3, T2, T1		.40	.50	
400 - 600	T5, T4		.45	.55	
	T3, T2, T1		.45	.55	
> 600	T5, T4		.50	.60	
	T3, T2, T1		.50	.60	

Fig. 4.3 Suisse : facteur de gel f pour la superstructure No 2 : revêtement en béton bitumineux sur couche de fondation à chaud HMF (stabilisée au bitume) et grave.

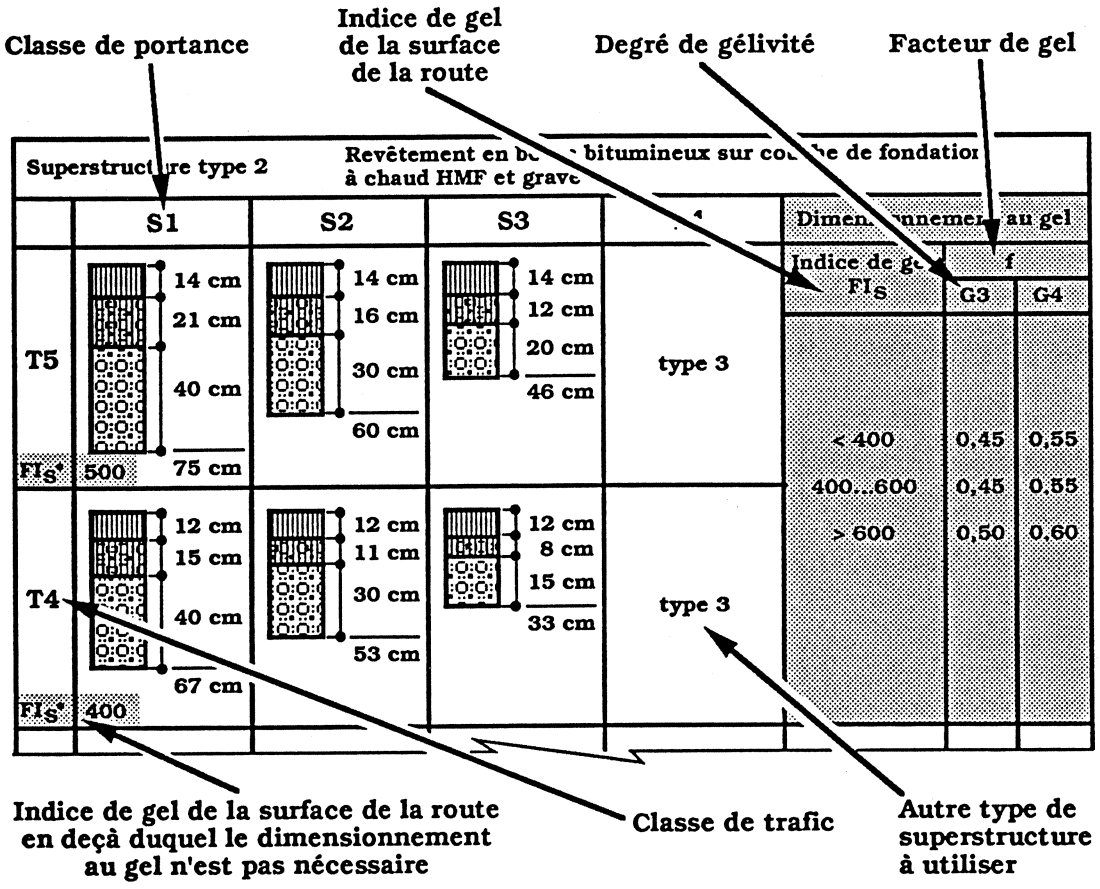


Fig. 4.4 Suisse : exemple du catalogue des superstructures.

4.2.4 Exemple

L'exemple qui suit permettra de mieux comprendre la démarche utilisée pour le dimensionnement au gel des superstructures routières. Il sera utilisé, moyennant quelques adaptations, pour les normes de tous les pays qui font l'objet des paragraphes suivants. Ses données font l'objet de la figure 4.5.

Selon les données de cete figure et les normes suisses, la classe de trafic est T4, la classe de portance du sol d'infrastructure S1 et son degré de gélivité G4.

Hors gel, et selon la figure 4.4, la superstructure devrait donc être composée d'un revêtement bitumineux de 12 cm d'épaisseur, d'une grave stabilisée au bitume de 15 cm d'épaisseur et d'une couche de grave non stabilisée de 40 cm d'épaisseur; son épaisseur totale est donc de 67 cm.

Climat	Indice de gel de l'air FI	[°C·jour]	900
	Ensoleillement		fort
	Indice de gel de dimensionnement FI_S	[°C·jour]	800
Sol	Masse volumique sèche	[$t \cdot m^{-3}$]	1.65
	Teneur en eau	[%]	23
	USCS		CL-ML
	Gélivité		très forte
	CBR (hors gel)	[%]	5
Situation, niveau	En dehors agglomération, niveau terrain naturel		
Trafic	Lourd, équivalent à 600 essieux de 82 kN par jour		
Durée utilisation de la route		[an]	20

Fig. 4.5 Données des exemples de dimensionnement au gel des superstructures routières.

Pour l'indice de gel de dimensionnement FI_S de 800 °C·jour et le degré de gélivité G4 la zone de droite de la figure 4.4 permet de trouver le facteur de gel qui est de 0.60.

La profondeur nominale du gel est évaluée en fonction de l'indice de gel, par exemple au moyen des diagrammes que l'on peut trouver dans [4.4]. Avec ces diagrammes et pour l'indice de gel FI_S de 800°C·jour et l'épaisseur totale de la superstructure de 67 cm on trouve une profondeur de pénétration X_{30} d'environ 165 cm.

L'épaisseur totale minimale de la superstructure dimensionnée au gel d_s devra donc être de $0.60 \cdot 165$ cm = 99 cm. Les 67 cm du dimensionnement hors gel ne sont donc pas suffisants.

Une deuxième itération est ainsi nécessaire. La couche dont l'épaisseur va être augmentée est la couche de grave car c'est, à première vue, la solution la plus économique. Comme cette augmentation d'épaisseur d'une couche d'un matériau à forte conductivité thermique va augmenter la profondeur de pénétration du gel, prenons une marge suffisante et fixons à 90 cm la nouvelle épaisseur de cette couche; l'épaisseur totale de la superstructure est maintenant de 117 cm. La profondeur de pénétration du gel X_{30} est alors d'environ 190 cm et l'épaisseur totale minimale de la superstructure dimensionnée au gel d_s de $0.60 \cdot 190$ cm = 114 cm. La condition $d_s \geq f \cdot X_{30}$ est, avec cette deuxième itération, suffisante.

Le choix d'un autre de type de superstructure plus résistante aurait probablement conduit à une solution plus économique.

Pour cet exemple, le revêtement bitumineux de 120 mm d'épaisseur demandé par la norme [4.2] , est constitué :

- d'une couche de surface de 50 mm en béton bitumineux dont le diamètre maximal des grains est de 16 mm et le dosage en bitume compris entre 5.2 et 5.8 % massique.
- d'une couche de support en béton bitumineux dont le diamètre maximal des grains est de 22 mm et le dosage en bitume compris entre 4.2 et 4.8 % massique.

La pénétration du bitume utilisé doit être comprise entre 60 et 150 mm/10. Au vu des conditions climatiques propre à cet exemple on prendra de préférence un bitume 120/150.

4.3 France

4.3.1 Bases

Les normes françaises sont basées sur un catalogue [4.5] de la plupart des types de superstructures construites dans ce pays. Dans ce catalogue, le choix des superstructures se fait au moyen :

- Du **trafic**, qui est quantifié par 4 **classes de trafic** : T_3, pour le trafic le plus léger, à T_0 pour un trafic très lourd.
- De la **portance de la plate-forme**, la plate-forme étant la couche sur laquelle repose la superstructure et qui est constituée du sol naturel éventuellement traité surmonté, si nécessaire par une couche de forme. Cette portance est définie par 3 **classes de plate-forme** : PF_1, pour la portance la plus faible, à PF_3 pour la plus élevée.
- Des **propriétés mécaniques** à long terme du **sol d'infrastructure** (teneur en eau, degré de saturation, module de déformation au rechargement, etc.) qui déterminent 4 **classes de sols** : S_0, pour la moins bonne qualité, à S_4 pour la plus élevée. Ces classes de sols sont comparables à des classes de portance.
- De la **gélivité des sols d'infrastructure** définie par 3 **sensibilités au gel**; SG_n désigne un sol non gélif, SG_p un sol peu gélif et SG_t un sol très gélif. Cette sensibilité au gel est déterminée par l'essai de gonflement du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), selon le barème de la figure 4.6.
- De l'**indice de gel de l'air** FI (symbolisé par IR en France et dénommé indice de gel atmosphérique). Cet indice peut caractériser deux sortes d'hiver différents : l'hiver exceptionnel qui est l'hiver le plus rigoureux entre 1951 et 1975 (hiver 55-56 ou 62-63) et l'hiver rigoureux non exceptionnel qui est, en général, la 3ème plus forte valeur de l'indice de gel de la période 1951-75.
  L'hiver rigoureux non exceptionnel est choisi si des barrières de dégel peuvent être posées.

4.3.2 Dimensionnement au gel

La méthode française de dimensionnement au gel se base sur l'**indice de gel admissible de la chaussée** IA lui-même déterminé par la **quantité de gel admissible** QB à la base de la superstructure soit au niveau supérieur de la plate-forme; elle est donc basée sur le deuxième type des méthodes de dimensionnement à la perte de portance (voir paragraphe 4.1). Les différents éléments et paramètres caractérisant cette méthode sont schématisés sur la figure 4.7.

La quantité de gel admissible à la base de la superstructure est calculée par la relation suivante :

$$QB = QS + Z \tag{4.5}$$

avec : QB = quantité de gel admissible au niveau supérieur de la plate-forme
QS = quantité de gel admissible des matériaux gélifs de la plate-forme
Z = protection thermique apportée par l'épaisseur h_n des matériaux non gélifs (SG_n) de la plate-forme

QB, QS et Z sont des coefficients sans dimension.

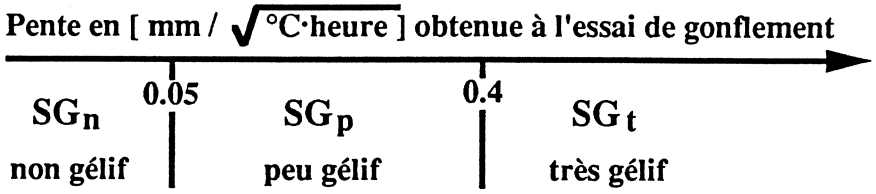


Fig. 4.6 France : détermination de la classe de sensibilité au gel.

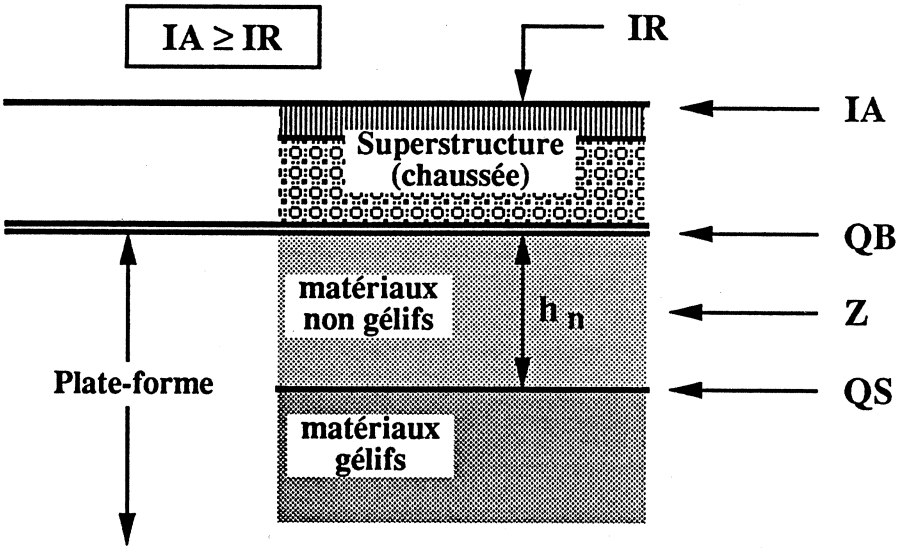


Fig. 4.7 France : schéma des éléments et paramètres du dimensionnement au gel.

La figure 4.8 décrit toutes les configurations possibles des couches de la plate-forme ainsi que les niveaux ou couches où agissent les paramètres de la relation (4.5). Le dimensionnement au gel ne se fait que pour les cas b à d. Dans le cas b, QS = 2.5; dans le cas c QS = 0 et dans le cas d QS est donné par le graphique de la figure 4.9.

Le coefficient Z est lui déterminé par la figure 4.11, ceci pour différents matériaux non gélifs de la couche sous la plate-forme. Ces matériaux sont en général des sables-laitier ou des sables-ciment. Cette figure est simplifiée par rapport à celui qui figure dans [4.5].

Enfin, l'indice de gel admissible IA est donné par des graphiques se trouvant au dos de chaque planche du catalogue des structures. Un extrait d'une des planches de ce catalogue correspondant à un type de structure particulier fait l'objet de la figure 4.10. Il va nous servir à illustrer la méthode française par un petit exemple dont les données correspondantes approximativement à celles utilisées pour les normes suisses (figure 4.5).

4.3.3 Exemple

Selon les données de la figure 4.5 et les normes françaises, le trafic est de classe T1, la plate-forme de classe PF_1 et le le sol d'infrastructure est très gélif (SG_t).

Hors gel, et selon la figure 4.10, la superstructure devrait être composée d'un revêtement bitumineux de 8 cm d'épaisseur, d'un grave-bitume de 15 cm d'épaisseur et d'une couche de sable-ciment de catégorie C de 35 cm d'épaisseur. Elle aura donc une épaisseur de 58 cm.

L'indice de gel de atmosphérique IR, qui est l'indice de gel de dimensionnement est, toujours selon la figure 4.5, de 800°C·jour. L'indice de gel admissible de la chaussée IA devra donc être égal ou plus élevé que 800°C·jour. Ainsi et selon le diagramme du bas de la figure 4.10, la quantité de gel admissible QB sous la superstructure déterminée ci-avant devra être supérieure à environ 11 (T_1, PF_1 : extrapolation peu précise car le diagramme ne prévoit pas d'indice de gel supérieur à 400 °C·jour!).

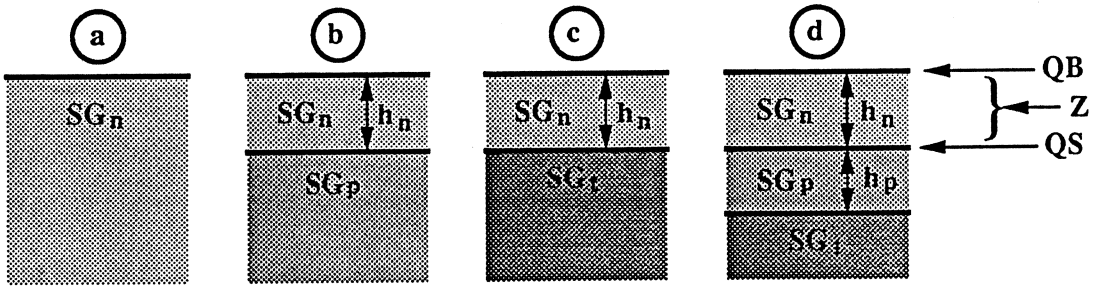


Fig. 4.8 France : schémas de la superstructure à considérer.

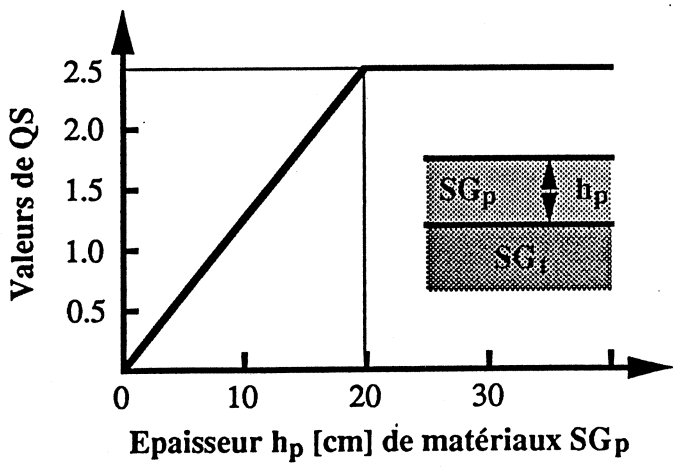


Fig. 4.9 France : détermination de la quantité de gel admissible QS des matériaux gélifs pour la configuration de la figure 4.8.

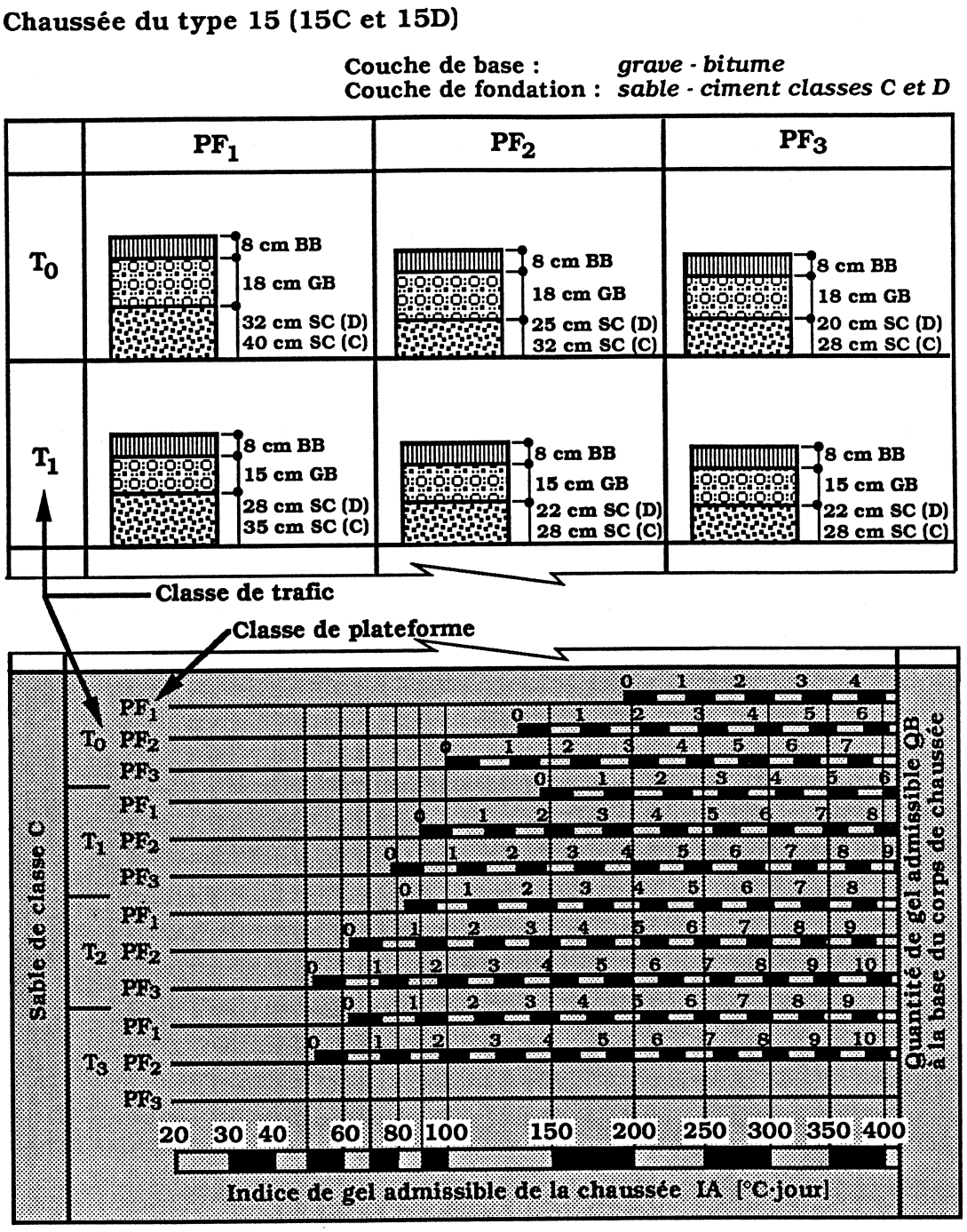


Fig. 4.10 France : extrait d'une planche du catalogue des superstructures

Parmi les schémas de la figure 4.8 seuls les schémas c et d peuvent convenir. Le QS du schéma c est nul et celui du schéma d est donné par la figure 4.9.

Avec le **schéma c** il faut seulement déterminer l'épaisseur h_n de la couche de forme constituée de matériaux non gélifs. Comme nous avons déjà choisi un matériau de type C (par exemple : sable-ciment de résistance moyenne) pour la couche inférieure de la superstructure il est logique de prendre le même matériau pour cette couche de forme. Essayons avec h_n = 60 cm; cette épaisseur définit un Z de 6.7 (figure 4.11) ce qui n'est pas suffisant car QS = 0

et QB = QS + Z doit être plus grand que 11. Une épaisseur h_n de 95 cm convient car une interpolation dans la figure 4.11 donne, pour une épaisseur h_n de 95 cm et un matériau de type C, un Z de 11.0. L'épaisseur totale de la superstructure et des matériaux non gélifs de la plate-forme sera donc de 58 + 95 = 153 cm.

Une solution selon le **schéma d** de la figure 4.8 convient aussi à condition que l'on dispose de matériaux peu gélifs (SG_p) bon marché. Dans ce cas l'épaisseur h_p de la couche peu gélive pourra être avantageusement de 20 cm; elle détermine alors un QS de 2.5 (figure 4.9). Le coefficient Z de la couche non gélive, constituée de matériaux de type C, devra ainsi être supérieur ou égal à 8.5 et cette valeur conduit à une épaisseur h_n de quelque 74 cm (interpolation dans la figure 4.11). L'épaisseur totale de la superstructure et des matériaux non gélifs de la plate-forme sera alors de 58 + 74 + 20 = 152 cm.

Quelle que soit la solution choisie, ces épaisseurs paraissent trop importantes; c'est le résultat d'une extrapolation des indices de gel sur la figure 4.10 qui n'est pas réaliste.

Epaisseur h_n des sols non gélifs de la plate-forme [cm]	<10	10	20	40	60	80	100
Matériaux de faible résistance [A]	0	0.8	2.1	4.8	7.7	10.5	13.3
Matériaux de résist. moyenne [B et C]	0	0.6	1.7	4.1	6.7	9.2	11.6
Matériaux de forte résistance [D]	0	0.4	1.3	3.5	5.8	8.1	10.5

Fig 4.11 France : calcul du coefficient Z.

4.4 Allemagne

4.4.1 Bases

Les normes allemandes de dimensionnement des superstructures routières sont basées sur un catalogue de tous les types de superstructures construites dans ce pays. Dans ce catalogue, le choix des superstructures se fait au moyen :

- Du **trafic**, qui détermine 6 **classes de construction** (Bauklassen) : I pour le trafic le plus lourd, à VI pour celui le plus léger.
- De la **portance de la forme de la fondation** et de la **forme de l'infrastructure** qui sont données par le module E_{v2}, soit le module de déformation, sous une plaque circulaire rigide de 300 mm de diamètre, correspondant à la première recharge (à la 2ème charge) à 500 kPa.
- De la **gélivité des sols d'infrastructure** définie par trois **degrés de gélivité** (Frostempfindlichkeitsklasse) F1 à F3, F3 désignant le sol le plus gélif; ces degrés sont approximativement les mêmes que les degrés G2 à G4 des normes suisses.
- De l'**indice de gel de l'air** FI qui a permis de déterminer, une fois pour toutes, 3 zones (Frosteinwirkungszonen I, II et II) sur la carte de l'Allemagne. La zone III est celle où les indice de gel sont les plus élevés; la limite entre la zone III et la zone II correspond approximativement à un indice de gel de 580 °C·jour et celle entre la zone II et la zone I à un indice de gel de 490 °C·jour (voir carte de la figure 2.27).

- Des **conditions locales** (Oertliche Verhältnisse) soit, du niveau de l'axe de la chaussée par rapport au terrain naturel, de l'exposition de la route, des conditions hydrogéologiques et du mode de construction et de drainage des accotements.

4.4.2 Dimensionnement au gel

Il faut, tout d'abord, déterminer la classe de construction par le trafic prévu sur le projet de route et, sur la carte de l'Allemagne, le zone définissant la profondeur de pénétration du gel. Ensuite, sur la base de la figure 4.12 on fait une première estimation de l'épaisseur totale d'une superstructure, résistant à la diminution de la portance au dégel, en fonction du degré de gélivité du sol sous la forme de l'infrastructure. Cette première estimation est majorée ou minorée, en fonction des conditions locales, par les épaisseurs A, B, C D et E données par la figure 4.13. L'épaisseur finale de la superstructure d est enfin déterminée par la relation suivante :

$$d = d_g + A + B + C + D + E \qquad (4.6)$$

avec : d = épaisseur totale de la superstructure
d_g = épaisseur de la superstructure déterminée par le seul degré de gélivité du sol d'infrastructure (figure 4.12)
A...E = sur- ou sous-épaisseurs en fonction des conditions locales (figure 4.13)

Degré de gélivité	Epaisseur d_g pour classes de construction I à IV	V à VI
F1	0	0
F2	50 cm	40 cm
F3	60 cm	50 cm

Fig. 4.12 Allemagne : épaisseurs de la superstructure déterminée par le seul degré de gélivité du sol d'infrastructure.

La figure 4.14 est un extrait d'une planche du catalogue allemand des structures (pour le catalogue complet, voir [4.6]). Pour chaque type de superstructure donné dans le catalogue, l'entrée est la classe de construction elle-même dérivée du trafic. Les modules de déformation E_{v2} à obtenir sur la forme de la fondation et sur la forme de l'infrastructure sont donnés en $MN \cdot m^{-2}$ sur chacun des croquis caractérisant un sous-type de superstructure. Si ces modules minimaux ne peuvent être atteints, un autre type de superstructure doit être choisi ou la portance du terrain naturel doit être augmentée par stabilisation ou remplacement.

L'épaisseur de la superstructure résistant à la perte de portance au dégel peut dépasser celles données en tête de la figure; dans ce cas il faudra calculer l'épaisseur de la couche de protection contre le gel par soustraction des épaisseurs du revêtement, de la couche de support et des éventuelles couches stabilisées par un liant.

Les normes allemandes sont basées sur le premier type des méthodes de dimensionnement à la perte de portance (voir paragraphe 4.1). La profondeur de pénétration du gel n'est cependant pas explicite; elle intervient implicitement dans la relation (4.6) par les différents facteurs qui la composent.

En ce qui concerne les indices de gel, on remarquera que la méthode allemande tient compte, dans une certaine mesure, de la radiation solaire : l'épaisseur de la couche de protection contre le gel est majorée de C = 5 cm si la route ne reçoit que peu de radiation.

Chiffre	Conditions locales		A	B	C	D	E
1.1	Profondeur de gel	Zone I	±0cm				
1.2		Zone II	+5cm				
1.3		Zone III	+15 cm				
2.1	Position surface route	En déblai, profil mixte, remblai ≤ 2 m		+5cm			
2.2		Intérieur agglomération et env. à niveau.		±0cm			
2.3		Remblai > 2 m		-5 cm			
3.1	Exposition	Versant nord, zone ombragée.			+5cm		
3.2		Autres			±0cm		
4.1	Conditions hydro-géologiques	Défavorables				+5cm	
4.2		Favorables				±0cm	
5.1	Accotements (bande arrêt, piste cyclable, trottoir, etc.)	En dehors agglomération et dans agglom. avec accotements perméable.					±0cm
5.2		Intérieur agglomération avec soit accotements imperméable, soit système de drainage.					-5cm
5.3		Intérieur agglomération avec accotements imperméables, drainage et cotés fermés par constr.					-10cm

Fig. 4.13 Allemagne : sur- et sous-épaisseurs de la couche de protection contre le gel en fonction des conditions locales.

4.4.3 Exemple

L'extrait du catalogue qui fait l'objet de la figure 4.14 va nous servir à illustrer la méthode allemande par le petit exemple dont les données font l'objet de la figure 4.5.

Le trafic et la durée de vie du tronçon de route de cette figure déterminent approximativement une classe de construction II (pour plus de détail sur la détermination de la classe de construction voir [4.6]). Selon la figure 4.14 et pour une superstructure de type 1, le revêtement (couche de roulement et binder) aura une épaisseur de 12 cm et la couche de support une épaisseur de 14 cm.

Le degré de gélivité F3 (très gélif) conduit à une première épaisseur totale d de la superstructure de 60 cm.

L'indice de gel de 800 °C·jour de l'exemple est largement au-dessus de celui limitant la zone III (580 °C·jour); la sur-épaisseur A est donc de +15 cm. La route se trouve en dehors d'une agglomération et son axe est au niveau du terrain naturel, donc B = +5 cm. La route est fortement ensoleillée donc C = 0. On admet que les conditions hydrogéologiques (position de la nappe phréatique par rapport à la forme de l'infrastructure) sont défavorables, soit D = +5 cm. Enfin, comme la route se trouve en dehors d'une agglomération : E = 0.

Type	Classe de construction	I				II				III				IV
	Ep. supertstruct.	50	60	70	80	50	60	70	80	50	60	70	80	
1	**Couche de support bitumineuse sur couche de protection contre le gel**													
	Couche de roulement Binder Couche support Protection gel	E_{v2} [MN·m^{-2}] ▼ 120 ▼ 45			4 8 18 30	E_{v2} [MN·m^{-2}] ▼ 120 ▼ 45			4 8 14 26	E_{v2} [MN·m^{-2}] ▼ 120 ▼ 45			4 4 14 22	
	Ep. protect. gel	-	30	40	50	-	34	44	54	28	38	48	58	
2	**Couche support bitum. et stabilisation sur couche protection contre le gel**													
	Couche de roulement Binder Couche support Stabilisation Protection gel	E_{v2} [MN·m^{-2}] ▼ 45			4 8 14 15 41	E_{v2} [MN·m^{-2}] ▼ 45			4 8 10 15 37	E_{v2} [MN·m^{-2}] ▼ 45			4 4 10 15 33	
	Ep. protect. gel	9	19	29	39	13	23	33	43	17	27	37	47	

Fig. 4.14 Allemagne : exemple du catalogue des superstructures.

La relation (4.6) permet maintenant de calculer l'épaisseur totale de la superstructure :

$$d = 60 + 15 + 5 + 0 + 5 + 0 = 85 \text{ cm}$$

Cette épaisseur est beaucoup plus faible que celle obtenue par la méthode suisse (114 cm) pour un même type de superstructure (12 cm de revêtement et 15 cm de couche de support). Cependant, le module de déformation exigé par la norme allemande pour la forme de l'infrastructure (45 MN·m^{-2})) est beaucoup plus élevé que celui d'un sol très gélif (ordre de grandeur = 10 MN·m^{-2}); un renforcement de l'infrastructure (stabilisation avec un liant si cela est possible, ou remplacement) sera ainsi nécessaire et son épaisseur devra être, selon les normes allemandes, d'au-moins 15 cm. En admettant qu'une épaisseur de 25 cm suffise, l'épaisseur totale serait alors de 110 cm.

En outre, l'Allemagne ne possédant pas de très hautes montagnes, l'indice de gel de l'air choisi pour la comparaison des méthodes de dimensionnement au gel et qui est propre à un tronçon de route situé, dans les Alpes, à environ 1900 msM, sort un peu du cadre de la normalisation allemande.

La comparaison avec le résultat obtenu par l'application de la méthode française aux données de la figure 4.5 est plus difficile, car le principe de construction de la superstructure n'est pas la même que pour les méthodes suisses et allemandes; seule une comparaison des coûts serait équitable.

La méthode allemande n'exige qu'une itération; elle ne tient donc pas compte des différences existant entre la conductivité thermique des sols gélifs de l'infrastructure et celle des matériaux de la superstructure.

4.5 Norvège

4.5.1 Bases

En Norvège, et cela est un peu étonnant, l'effet du gel n'est pas pris systématiquement en compte pour le dimensionnement des chaussées. Un véritable dimensionnement au gel n'est entrepris que pour les routes principales ou dans les régions où l'on peut s'attendre à des dégradations importantes dues à l'action du gel et du dégel. Dans ces cas, une sur-épaisseur et/ou une isolation thermique est ajoutée à l'épaisseur de la superstructure déterminée par le **trafic** et la **portance** du sol [4.7, 4.8].

La méthode appliquée est par contre très intéressante car elle fait intervenir la notion du **risque d'avoir un hiver très froid** pendant une certaine période de retour. Elle n'utilise ainsi pas un seul indice de gel pour un lieu déterminé mais plusieurs, correspondant chacun à une période de retour différente; par exemple FI_5 est l'indice de gel pouvant être atteint une fois tous les cinq ans.

Commune	Temp. moyenne [°C]	Indice de gel [°C·jour]			
		FI_2	FI_5	FI_{10}	FI_{100}
0601 Ringerike	4.5	650	950	1200	1400
0602 Drammen	5.5	550	850	1050	1200
0604 Kongsberg	4.5	600	950	1150	1300
.....					

Fig. 4.15 Norvège : indice de gel et moyenne annuelle de température dans les communes (exemple). Adapté de [4.7].

4.5.2 Dimensionnement au gel

Les indices de gel sont donnés pour quelque 500 communes de la Norvège sous la forme de listes dont la figure 4.15 est un exemple. Sur ce dernier on voit que les indices de gel sont donnés pour des périodes de retour de 2, 5, 10 et 100 ans.

Pour chaque projet de route il convient donc de fixer le niveau du risque accepté et choisir un des indices de gel donnés par les listes illustrées par la figure 4.15.

Des recommandations existent pour faciliter ce choix. La figure 4.16 en est une; il permet de déterminer la période de retour en fonction de la **gélivité du sol** d'infrastructure (colonne de gauche), du **trafic**, et du **type de superstructure** choisi. Cette période choisie, des tableaux dont un extrait fait l'objet de la figure 4.17, permettent de calculer, pour toutes les communes de la Norvège, les épaisseurs nécessaires à limiter les dégâts dus au gel et au dégel.

Les épaisseurs de la figure 4.17 sont les épaisseurs totales de la superstructure (revêtement, couche de support, couche de fondation et couche antigel).

Si la solution **sable / gravier / roche** concassée est choisie, les épaisseurs ne peuvent dépasser les maximums donnés sur la figure.

Avec une **isolation thermique**, les épaisseurs recommandées par la figure 4.17 sont celles d'un polystyrène extrudé; pour des autres matériaux, ces épaisseurs doivent être multipliées par un facteur qui est, par exemple, de 1.16 pour le polystyrène expansé, de 1.56 pour la laine de verre et de 8.1 pour l'argile expansée Leca en vrac. Des épaisseurs minimales sont en outre recommandées; elles sont fonction de la durée de vie thermique du matériau isolant (période au bout de laquelle l'efficacité thermique de l'isolant est réduite de 50%); pour un polystyrène extrudé, cette épaisseur minimale est de 45 mm.

Gélivité de l'infrastructure (couche de forme)	Trafic moyen journalier	Méthode de protection contre le gel		
		Sable gravier roche	Couche isolante	Ecorce
Des gonflements importants et irréguliers sont probables	< 1000	•	•	•
	1000 - 10000	FI_5 (max. 1.5 m)	FI_{10}	F_5
	> 10000	FI_{10} (max. 1.8 m)	FI_{10}	F_{10}
Quelques gonflements irréguliers sont probables	< 1000	•	•	•
	1000 - 10000	•	•	•
	> 10000	FI_5 (max. 1.5 m)	FI_{10}	F_5
De petits gonflements irréguliers sont probables	< 1000	•	•	•
	1000 - 10000	•	•	•
	> 10000	FI_2 (max. 1.2 m)	FI_{10}	F_2
• dans ce cas, le dimensionnement hors gel est suffisant				Epaisseurs en cm

Fig. 4.16 Norvège : recommandations pour le choix de la période de retour de l'indice de gel. Adapté de [4.7].

Commune	Sable / gravier				Isolation thermique			Ecorce			
	Z_2	Z_5	Z_{10}	Z_{100}	Z_2	Z_{10}	Z_{100}	Z_2	Z_5	Z_{10}	Z_{100}
0601 Ringerike	165	205	235	255	3.5	5.5	6.0	41	55	65	73
0602 Drammen	150	190	215	235	3.0	4.5	5.5	36	49	59	65
0604 Kongsberg	160	205	230	245	3.5	5.0	5.5	39	55	63	68
.....								Epaisseurs en cm			

Fig. 4.17 Norvège : épaisseurs pour la protection contre le gel en fonction de la période de retour choisie. Adapté de [4.7].

Au-dessus de l'isolation thermique, la superstructure doit être dimensionnée sans tenir compte du gel et du dégel.

Quant aux épaisseurs données sur la figure 4.17 pour une isolation constituée d'**écorces**, elles présupposent une épaisseur de la superstructure les surmontant d'au moins 50 cm.

La méthode norvégienne est basée sur le premier type des méthodes de dimensionnement à la perte de portance (voir paragraphe 4.1). La profondeur de pénétration du gel et le facteur

de gel ne sont cependant pas donnés explicitement; ils ont été calculés pour toutes les régions de la Norvège (voir [4.7] et [4.8]) et seul leur produit est donné sur les tableaux dont un extrait fait l'objet de la figure 4.17.

4.5.3 Exemple

Comme pour les normes déjà traitées nous allons illustrer la méthode norvégienne par le petit exemple dont les données font l'objet de la figure 4.5.

Le trafic de cette figure correspond approximativement au trafic moyen journalier, calculé selon méthode de calcul norvégienne, de 1000 à 10000. La gélivité élevée du sol d'infrastructure détermine la classe des "gonflements importants et irréguliers probables" (figure 4.16). Pour une fondation constituée de grave la période de retour est donc de 5 ans.

Le lieu correspondant, très approximativement, à celui défini sur la figure 4.5 est "Drammen". Ce lieu détermine enfin, sur la figure 4.17, une épaisseur totale de la superstructure de 190 cm; elle est cependant plus importante que le maximum fixé sur la figure 4.16 : 150 cm. La superstructure devra donc avoir une épaisseur totale de 150 cm.

Cette épaisseur peut paraître trop importante; le lieu choisi ne reflète nonobstant pas bien les conditions climatiques de la donnée de l'exemple. Dans celle-ci, l'indice de gel de l'air de 900°C·jour a une période de retour d'environ 20 ans alors qu'à Drammen, pour une période de 10 ans, l'indice de gel est de 1050°C·jour; ce lieu est donc plus froid que le lieu fictif choisi pour l'exemple.

4.6 Finlande

4.6.1 Bases

Les normes finlandaises de dimensionnement au gel des superstructures routières sont intéressantes par le fait qu'elles utilisent la démarche du dimensionnement du troisième type (voir paragraphe 4.1), qui consiste à réduire la portance du sol d'infrastructure pour tenir compte de sa diminution lors du dégel ou à utiliser directement le module de déformation du sol d'infrastructure lors du dégel. C'est ce dernier moyen que les finlandais ont choisi. La méthode finlandaise est ainsi, certes un peu compliquée, mais très rationnelle. Elle est notamment basée sur :

- Le **trafic**, qui est quantifié par le nombre d'application d'une charge de 100 kN pendant la durée de vie de la route lui-même déterminé par le trafic moyen journalier des véhicules lourds (figure 4.18).
- La **portance de la forme de l'infrastructure au dégel** qui est définie par 7 **classes de portance** basées sur la gélivité de l'infrastructure; à chacune de ces classes correspond un **module de Hooke** E mesuré au printemps (au dégel), par exemple, par un essai de plaque (figure 4.19). De nombreux essais ont montré que la portance au printemps variait entre 40 et 80% de la portance en été.
- La **gélivité des sols d'infrastructure** qui intervient dans le choix des classes de portance (figure 4.19).
- De l'**indice de gel de l'air** qui détermine l'épaisseur totale de la superstructure (figure 4.21).
- Les **conditions hydrogéologiques** soit surtout le niveau de la nappe phréatique par rapport à celui de la forme de la fondation.

Cette méthode est donc un peu compliquée et nous n'allons discuter que de ces éléments essentiels.

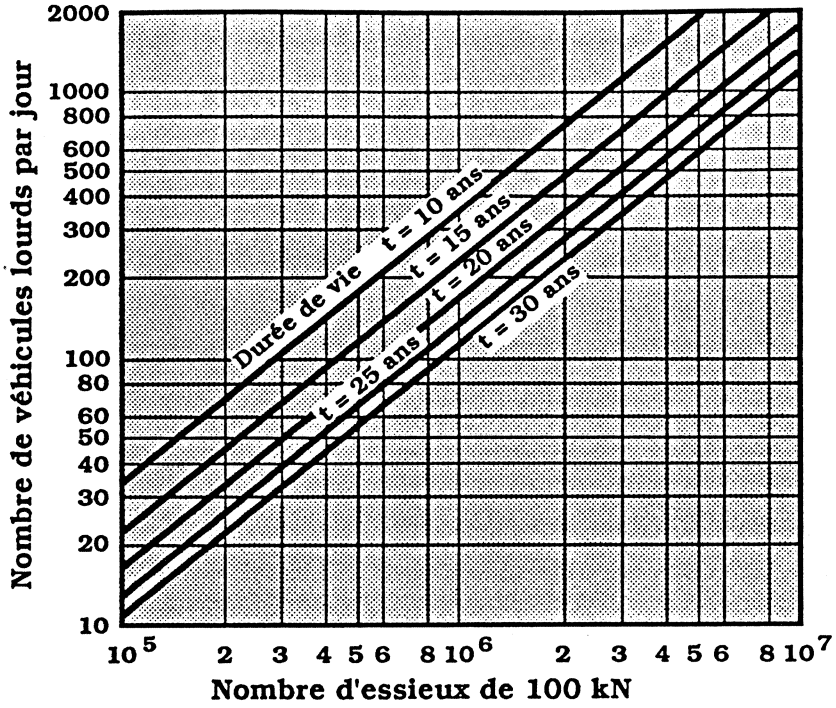


Fig. 4.18 Finlande : détermination du nombre d'application de la charge de 100 kN pendant la durée de vie de la route. Adapté de [4.9]

4.6.2 Dimensionnement au gel

Deux étapes principales sont nécessaires au dimensionnement :

- L'**épaisseur totale** de la superstructure est tout d'abord déterminée en fonction de l'**indice de gel** (figure 4.21). Dans l'évaluation de cette épaisseur intervient le gonflement admissible qui est donné sur la figure 4.20 en fonction de la classe de la route.
- Ensuite, sur la base de la **portance de la surface de la route**, qui est donnée en fonction du nombre d'essieux de 100 kN qu'elle devra pouvoir subir sans dommage pendant sa durée de vie et de **celle de l'infrastructure gélive** donnée par la figure 4.19 (colonne de droite), on détermine l'**épaisseur des différentes couches** au moyen de graphique tel que celui de la figure 4.22
  La somme des épaisseurs de chacune des couches, qui peuvent être de diverses natures, et leur portance correspondante doivent satisfaire à l'épaisseur totale définie par l'indice de gel et à la portance de la surface du revêtement donnée par un module de Hooke obtenu par un essai de plaque (des corrélations entre la déflexion et ce module de Hooke sont données dans les normes).

Les graphiques du type de celui de la figure 4.22, qui font partie intégrante des normes finlandaises, sont établis par la **formule d'Odermark**. Cette formule, dérivée de la théorie de l'élasticité, permet de déterminer le module de déformation de la surface d'une couche de la superstructure, connaissant le module de déformation de cette couche et celui de la couche sous-jacente.

Les modules de déformation des couches de la superstructure comme ceux de l'infrastructure peuvent être évalués au moyen de corrélations entre la granulométrie des sols et matériaux de la superstructure, dont un exemple fait l'objet de la figure 3.39.

On procède par **itérations** jusqu'à ce qu'une solution satisfaisante soit obtenue. Des **critères économiques** peuvent aussi intervenir dans cet algorithme qui fait l'objet d'un programme sur ordinateur.

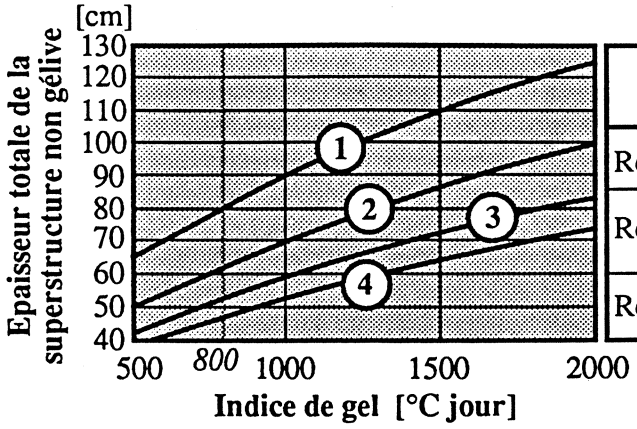
Les graphiques des normes et le programme de calcul présupposent des **conditions hydrogéologiques** moyennement sévères. Pour des conditions favorables, par exemple pour les routes en remblai, les dimensions peuvent être réduites de 10 à 20% et pour des conditions très défavorables, elles sont augmentées de quelque 20%.

Classes de portance	Sensibilité au gel	Sols d'infrastructure	Module E [MPa] au printemps (moyenne et variat.)
A	Non gélif	(Roche) Marin Concassé	300 (250 - 500)
B	Non gélif	Gravier Matériaux concassés 0-45mm Gravier concassé	200 (150 - 400)
C	Non gélif	Moraine très graveleuse Sable grossier à moyen	40 (30 - 60)
D	Non gélif	Sable fin	40 (30 - 60)
E	Moyennement gélif	Moraine graveleuse Moraine sableuse Sable moyen Argile sèche 1)	20 (15 - 40)
F	Très gélif	Moraine limoneuse Sable fin Limon Argile varvée	10 (5 - 20)
G	Moyennement gélif	Sols mous : Argile (non varvée et sèche) Tourbe Vase	5 (2 - 8)

Fig. 4.19 Finlande : classes de portance [4.9].

Classe de route	Changement de pente admissible [o/oo]	Gonflements globaux admissibles [mm]
Autoroutes	4 - 5	40 - 70
Routes principales (classe I et II)	5 - 8	50 - 100
Routes régionales	7 - 11	80 - 200
Routes secondaires		
Classe I	9 - 16	150 - 300
Classe II	15	> 200

Fig. 4.20 Finlande : gonflements admissibles [4.9].



	Gélivité forte	Gélivité moyenne
Routes principale	1	2
Routes secondaires	moyenne 1 2	moyenne 2 4
Routes régionales	3	4

Fig. 4.21 Finlande : détermination de l'épaisseur de la superstructure en fonction de l'indice de gel. Adapté de [4.9]

$$E_y = \frac{E_A}{\left(1 - \frac{1}{\sqrt{1+0.81\left(\frac{h}{150}\right)^2}}\right)\frac{E_A}{E} + \frac{1}{\sqrt{1+0.81\left(\frac{h}{150}\right)^2\left(\frac{E}{E_A}\right)^{2/3}}}}$$

h en mm

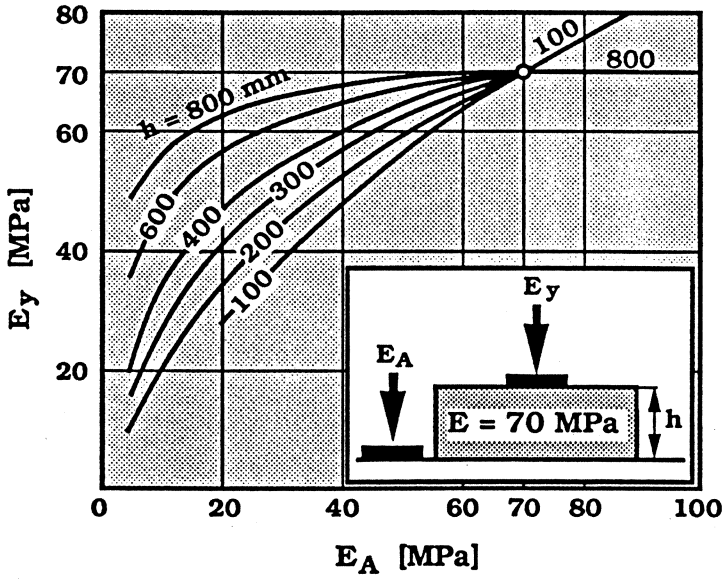


Fig. 4.22 Finlande : méthode de calcul des épaisseurs des couches de la superstructure par la formule d'Odermark. Exemple d'un graphique de dimensionnement : E_A et l'épaisseur de la couche h, dont le module de déformation est de 70 MPa, sont donnés; on détermine alors E_y. Adapté de [4.10]

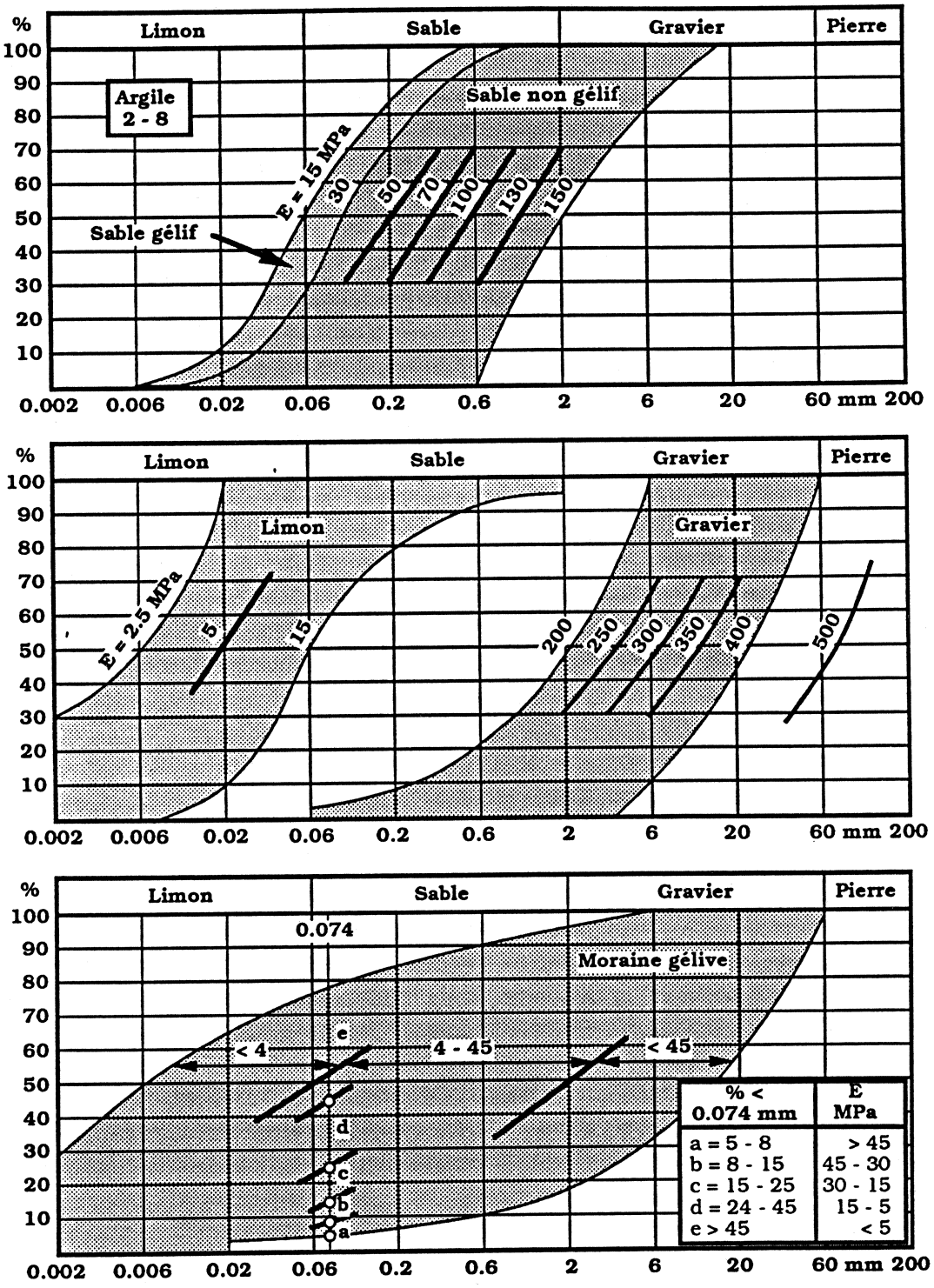


Fig. 4.23 Finlande : corrélations entre la granulométrie des sols et leur module de déformation E. Adapté de [4.9]

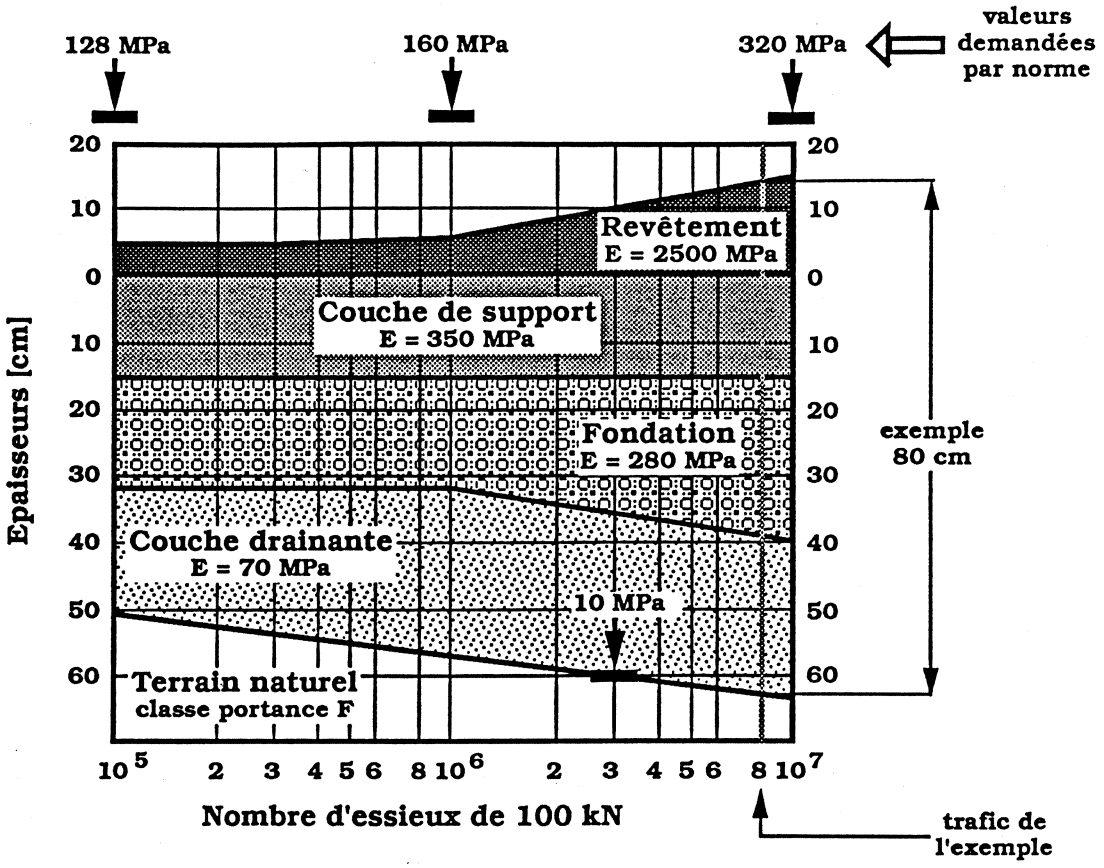


Fig. 4.24 Finlande : détermination de l'épaisseur des couches de la superstructure pour une portance de classe F.

4.6.3 Exemple

Nous allons maintenant illustrer la méthode finlandaise par le petit exemple dont les données générales sont consignées dans la figure 4.5.

Le trafic et la durée de vie de la route donné dans cette figure correspondent approximativement à $8 \cdot 10^7$ essieux de 100 kN (figure 4.18). La gélivité élevée de l'infrastructure détermine une classe de portance F et un module E de l'infrastructure de 10 MPa (figure 4.19). Pour ce type de route, les normes finlandaises donnent un module de déformation de leur surface de quelque 320 MPa qui correspond à une déflexion de 50 mm/100.

Sur la figure 4.21, l'indice de gel de dimensionnement de 800°C·jour conduit, pour une route principale et la forte gélivité du sol d'infrastructure, à une épaisseur totale de la superstructure de 80 cm.

Avec ces éléments, on peut alors se livrer aux calculs itératifs permettant de déterminer les épaisseurs de chaque couche dont la somme est de 80 cm. Ce calcul a été mené, par la formule d'Odermark, pour une superstructure constituée d'une couche de drainage en sable (utilisée systématiquement en Finlande), d'une couche de fondation en grave, d'une couche de support, par exemple en matériaux concassés, et par un revêtement bitumineux. En outre, ce calcul a été effectué pour différents modules de déformation de la surface de la route. Son résultat fait l'objet de la figure 4.24.

Si l'on la compare à celles déterminées par les autres normes déjà discutées, l'épaisseur totale de la superstructure calculée par les normes finlandaise est faible.

La méthode utilisée en Finlande est très rationnelle, car elle se base sur un véritable modèle numérique de simulation du comportement de la route. Cependant, ce modèle est un peu éloigné de la réalité, car il est élastique et certains praticiens pourront le trouver un peu compliqué.

4.7 Japon

4.7.1 Bases

Les normes japonaises de dimensionnement des superstructures routières sont basées sur trois critères :

- Le **trafic** envisagé.
- La **portance du sol naturel** sur lequel la chaussée sera construite.
- **L'indice de gel de l'air** et dans certaines conditions l'**épaisseur de la couche de neige sur la chaussée.**

A partir des deux premiers critères l'épaisseur des différentes couches de la superstructure est fixée suivant les conditions économiques en respectant des valeurs minimums.

Les conditions climatiques (indice de gel de l'air et dans certaines conditions épaisseur de la couche de neige sur la chaussée) sont ensuite prises en compte; une couche de protection contre le gel, posée immédiatement au dessus du sol naturel sera dimensionnée en fonction de la profondeur de pénétration du gel dans la zone de construction et de l'épaisseur de la superstructure.

La couche de protection contre le gel étant considérée comme une partie du sol de la plateforme de fondation (terrain naturel), la portance de celui ci est modifié; la superstructure est redéfinie à partir de la nouvelle portance.

Le **trafic** est quantifié en classes de trafic.

Chaque classe est définie par le volume de poids lourds circulant dans un sens journalièrement. Les véhicules considérés comme poids lourds sont ceux ayant une charge minimum de 5 t par roue ou de 10 t par essieu ou de 20 t pour le véhicule. Ces véhicules sont identifiables par le premier numéro de leur plaque minéralogique. Pour les routes comportant plus de deux voies dans un sens, le trafic considéré pour déterminer la classe est égal à 80% du trafic observé. Pour les routes à faible trafic des sous-classes L_i ont été prévues.

Classes de trafic	Volume de poids lourds circulant journalièrement dans un sens
L	100 ou moins
A	101 à 250
B	251 à 1000
C	1001 à 3000
D	plus de 3000

Fig. 4.25 Japon : classes de trafic déterminées en fonction du nombre de poids lourds circulant journalièrement dans un sens. Adapté de [4.12].

La **portance** du sol naturel est définie à partir d'essais CBR effectués sur des échantillons prélevés dans les couches constituant le terrain naturel de fondation (plate-forme) sur **une profondeur de 1 m. Dans les régions froides ces échantillons seront prélevés juste après le dégel.** A chaque emplacement un CBR moyen est calculé en fonction du CBR des échantillons et de l'épaisseur des couches formant la plate-forme de fondation (infrastructure). L'épaisseur de chaque section de route devant être uniforme, il est nécessaire de déterminer une valeur du CBR pour la section . La longueur de la section sera de 200 m au minimum. Le CBR du projet (Design CBR) est déterminé à partir du CBR de la section suivant le tableau ci dessous.

CBR du projet	CBR de la section
2	2 ou plus, moins de 3
3	3 ou plus, moins de 4
4	4 ou plus, moins de 6
6	6 ou plus, moins de 8
8	8 ou plus, moins de 12
12	12 ou plus, moins de 20
20	20 ou plus

Fig. 4.26 Japon : CBR du projet en fonction du CBR de la section. Adapté de [4.12].

Cas particuliers :

a) Terrains naturels de faible portance

Si le CBR de la plate-forme (terrain naturel, infrastructure) est inférieur à 3 des mesures de consolidation de celle ci seront prises:

- CBR = 3 : une couche filtrante empêchant la remontée des particules fines sera interposée entre le terrain naturel et la couche de fondation.
- CBR = 2 : différentes méthodes de consolidation sont envisageables:
  - Le terrain naturel est remplacé par un matériau de meilleure qualité (CBR>3). Si l'épaisseur de la couche de remplacement est inférieure à 1 m les 20 derniers cm de celle ci seront considérés comme équivalent du terrain naturel pour le calcul du CBR de l'emplacement.
  - Le terrain naturel est stabilisé avec de la chaux, du ciment, du chlorure de calcium ou de sodium. Si l'épaisseur de la couche stabilisée est inférieur à 1 m les 20 derniers cm de celle ci auront un CBR égal à la moyenne des CBR d'avant et d'après stabilisation.
  - Une couche de 25 à 30 cm de sable ou de 15 à 20 cm d'un mélange formé du sol naturel et de ciment est déposée sur le terrain. Le CBR du sol de la plate-forme de fondation inclura cette couche.

b) Routes à faible trafic

La classe de circulation L est divisée en quatre sous-classes.

Le CBR d'une section est la valeur minimale des CBR des différents emplacements de la section où les mesures ont été effectuées.

4.7.2 Démarche générale

Le dimensionnement des **épaisseurs des différentes couches** formant la superstructure se fait en deux étapes :

- calcul de l'épaisseur totale minimale.
- calcul de l'épaisseur des différentes couches en fonction des matériaux utilisés.

a) Epaisseurs minimales (valeurs cibles)

Elles sont fournies par un tableau en fonction du trafic et du CBR du projet.

CBR [%]	Classe de trafic									
	L		A		B		C		D	
	T	H	T	H	T	H	T	H	T	H
2	17	52	21	61	29	74	39	90	51	105
3	15	41	19	48	26	58	35	70	45	90
4	14	35	18	41	24	49	32	59	41	70
6	12	27	16	32	21	38	28	47	37	55
8	11	23	14	27	19	32	26	39	34	46
12			13	21	17	26	23	31	30	36
20							20	23	26	27

- CBR représente le CBR du projet du terrain naturel.
- L, A, B, C, D représentent les différentes classes de trafic.
- T représente l'épaisseur en cm équivalente de bitume du total des couches formant la superstructure.
- H représente l'épaisseur en cm totale de la superstructure.

Fig. 4.27 Japon : valeur de l'épaisseur équivalente et de l'épaisseur totale en cm en fonction du CBR du projet et de la classe de trafic estimé.
Adapté de[4.12].

b) Epaisseur des différentes couches

Les valeurs minimales T et H étant connues le concepteur doit définir l'épaisseur de chaque couche en fonction des matériaux à sa disposition ainsi qu'en fonction de critères spécifiques à chaque couche.

L'objectif de l'épaisseur équivalente est d'établir une relation entre les différentes couches constituant la chaussée (couche de revêtement, couche de base, couche de fondation,.....).

$T = a_1T_1 + a_2T_2 + ... + a_nT_n$

Si a_1 (coefficient de la couche de revêtement en béton bitumineux) = 1 les coefficients des autres couches seront appelés coefficients de conversion en équivalent bitume.

$a_1, ..., a_n$: Coefficient de conversion en équivalent bitume

$T_1, ..., T_n$: Epaisseur de chaque milieu

Nature de la couche	Méthode et matériaux de construction	Conditions	Coefficient a_n
Couche de roulement et binder	Enrobé		1.00
Couche de support (base)	Stabilisation au goudron	à chaud	0.80
		à froid	0.55
	Stabilisation au ciment		0.55
	Stabilisation à la chaux		0.45
	Stabilisation mécanique de concassé	CBR modifié > 80	0.35
	Stabilisation mécanique de scories	CBR modifié > 80	0.55
	Scories hydrauliques		0.55
Couche de fondation (subbase)	Matériaux type concassé,scories,sable,...	CBR modifié > 20	0.20
		CBR modifié > 30	0.25
	Stabilisation avec du ciment		0.25
	Stabilisation avec de la chaux		0.25

Fig. 4.28 Japon : valeur des coefficients de conversion . Adapté de [4.12].

Les valeurs des coefficients de conversion sont données en fonction de la nature du matériau et de la couche. Le travail du concepteur est simplifié par des tables donnant, en fonction du trafic et du CBR, l'épaisseur des couches de matériaux suivant le type de matériau utilisé.

Trafic classe C						
CBR	Enrobé	Support		Fondation	T	H
	Enrobé	Stabilisation bitumineuse	Stabilisation mécanique	Concassé		
2	10	10	35	35	39.0	90
3	10	8	25	40	35.2	83
4	10	8	20	35	32.2	73
6	10	8	20	20	28.4	58
8	10	9	15	15	26.2	49
12	10	9	10	10	23.2	39
20	10	8		15	20.2	33

Fig. 4.29 Japon : exemple de table d'aide à la décision. Adapté de [4.12].

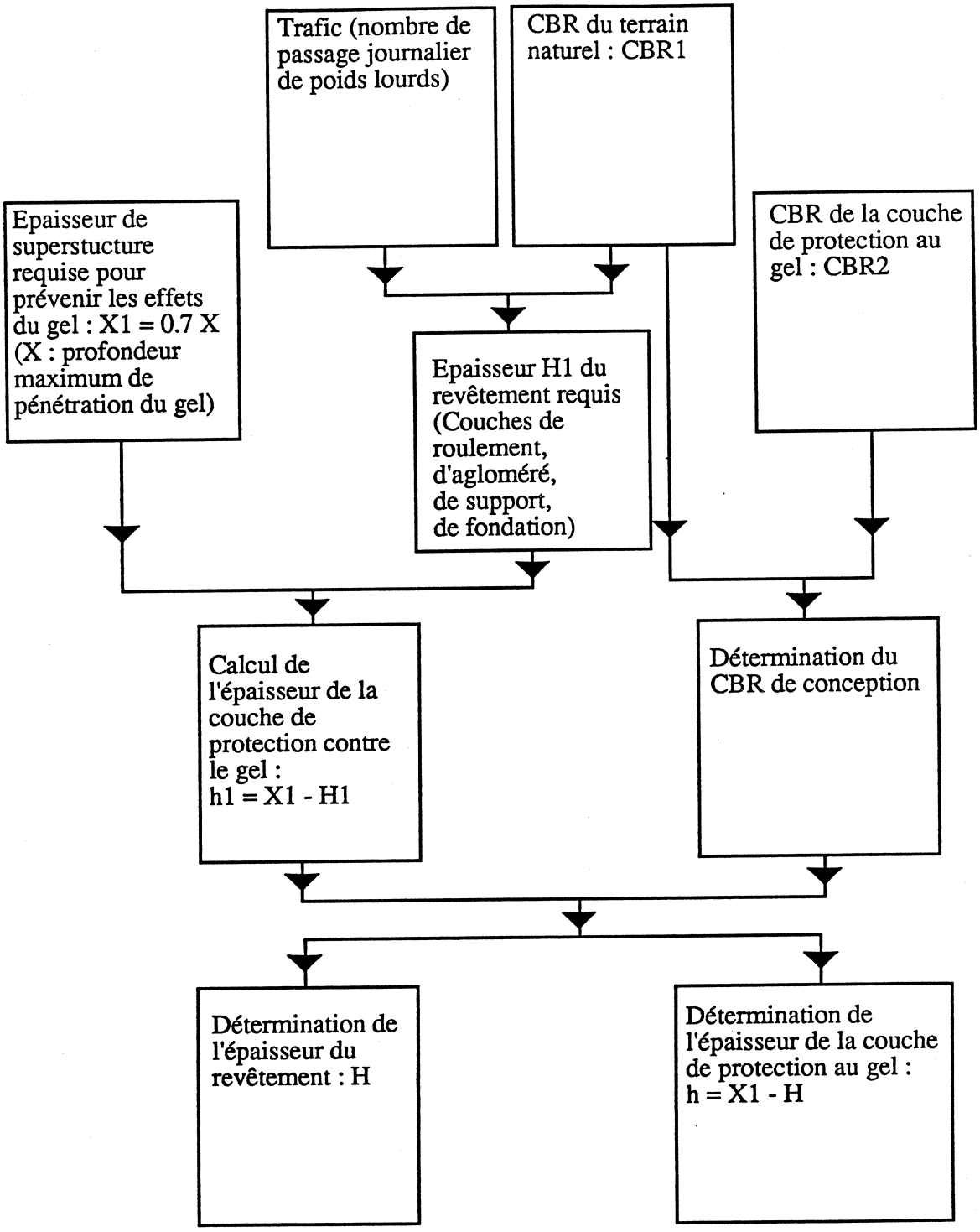


Fig. 4.30 Japon : diagramme récapitulatif. Adapté de [4.11] et [4.12].

4.7.3 Dimensionnement au gel

La **profondeur de pénétration du gel** est déterminée soit par mesure directe, soit par une estimation basée sur la valeur de **l'indice de gel de l'air.**

La valeur standard utilisée en construction au Japon est le maximum des 10 dernières années.

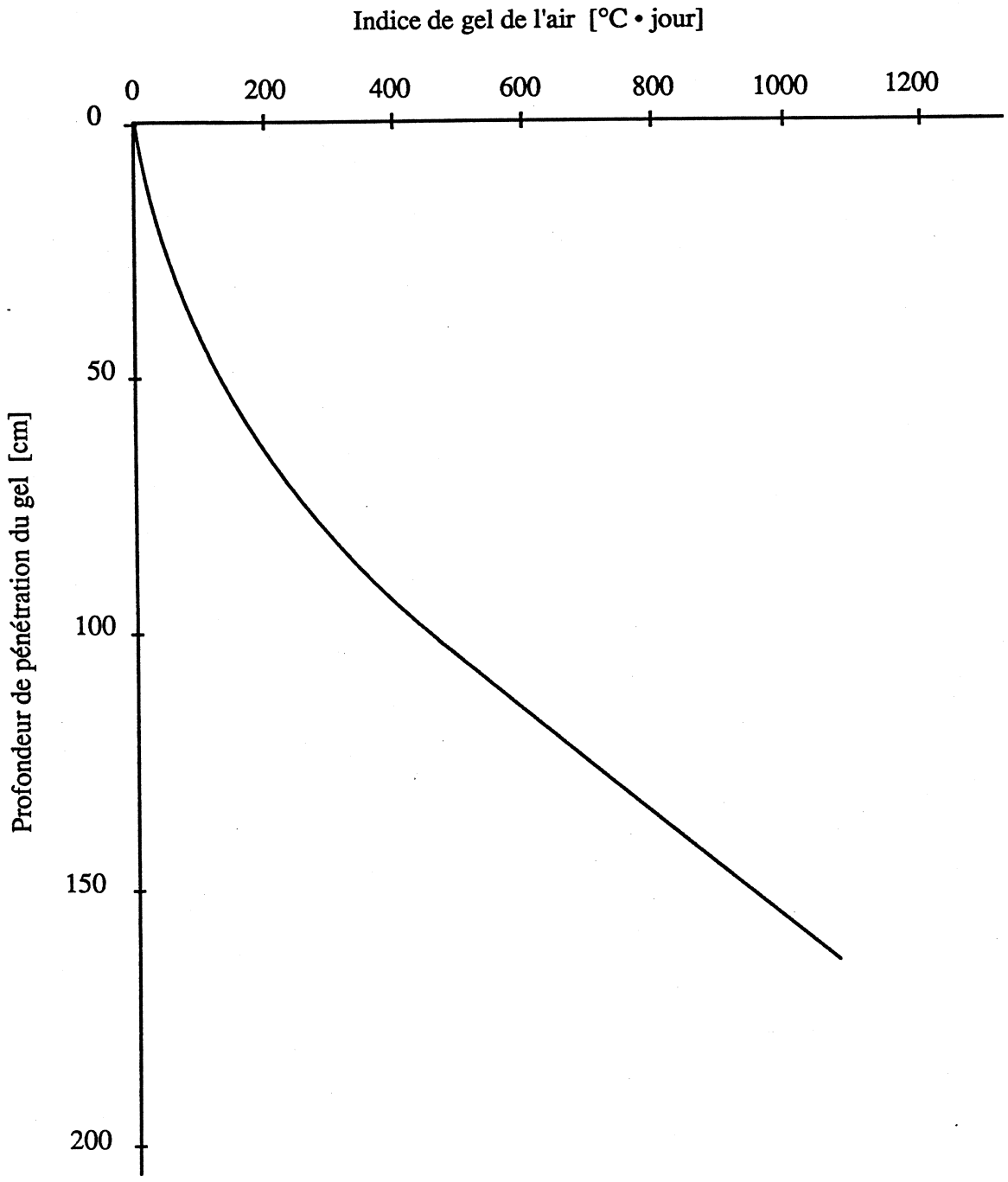


Fig. 4.31 Japon : détermination de la profondeur de pénétration du gel en fonction de l'indice de gel de l'air. Adapté de [4.12].

L'épaisseur H de la superstructure ayant été déterminée suivant la méthode expliquée précédemment, il est nécessaire dans les régions froides de prévoir une couche de matériaux non gélifs afin d'éviter la pénétration du gel dans le sous-sol.

A la suite d'essais et de mesures il a été admis que le gel a des effets néfastes sur la chaussée si l'épaisseur de celle ci est inférieure à 70% de la profondeur maximale de pénétration du gel X.

L'épaisseur h de la couche de protection est déterminée par la formule:

$h = (0.7\ X) - H$

Cette couche est considérée comme faisant partie du terrain sur lequel est construite la superstructure, il faut donc redéfinir le CBR de la forme de la section et redéterminer l'épaisseur de la chaussée et celle de la couche antigel à partir du nouveau CBR

$$CBR_s = \left[\frac{h \times CBR_1^{1/3} + (100 - h) \times CBR_2^{1/3}}{100}\right]^3 \qquad (4.7)$$

CBR_s= CBR de la forme de la section
CBR_1 = CBR moyen de 1 m de terrain naturel
CBR_2 = CBR de la couche de protection antigel

L'expérience a démontré que les routes à faible trafic recouvertes d'un manteau neigeux durant une partie de l'hiver se détérioraient moins que celles qui ne l'étaient pas.

Des études expérimentales ont permis de définir la diminution de pénétration du front de gel dans la superstructure, celle ci est fonction de l'épaisseur et de la densité du manteau neigeux (la densité de celui ci est fonction du trafic et des conditions météorologiques).

Pour chaque région, des tables permettent de déterminer la diminution de l'épaisseur de la couche antigel en fonction du trafic et de l'épaisseur du manteau neigeux du lieu (couche neigeuse demeurant au moins 30 jours).

Densité de la couche neigeuse [g/cm³]	Diminution de l'épaisseur de la couche de protection contre les effets du gel - dégel			
	Epaisseur de la couche neigeuse [cm]			
	<10	10 à 19	20 à 29	>30
0.55	0	10	20	20
0.50	0	15	25	30

Fig. 4.32 Japon : diminution de la couche de protection contre le gel en fonction de l'épaisseur du manteau neigeux recouvrant la chaussée.
Adapté de [4.11].

4.7.4 Exemple

Nous allons illustrer la méthode japonaise par l'exemple habituel dont les données font l'objet de la figure 4.5.

La figure 4.26 permet de définir un CBR du projet de 4 à partir d'un CBR de section de 5.

La figure 4.29 permet de dimensionner la chaussée sans tenir compte des conditions climatiques. Pour un trafic de classe C et un CBR du projet de 4 on obtient une épaisseur totale de 73 cm.

La figure 4.31 permet de fixer la profondeur de pénétration du gel à 145 cm pour un indice de gel de 900 °C.jour. L'épaisseur de la couche de protection devra donc être de h = (0.7 x 145) = 28 cm. Le choix du matériau utilisé pour cette couche dépend des disponibilités locales . Prenons le cas où des graves seront utilisées, le CBR moyen de ce matériau peut être estimé à 12 .

Pour tenir compte de la modification apportée par cette couche au sol de fondation il est nécessaire de redéfinir le CBR du premier mètre de celui ci (relation 4.7) :

$$CBR_s = \left[\frac{28 \times 12^{1/3} + (100 - 28) \times 5^{1/3}}{100}\right]^3 = 6.5$$

Une nouvelle itération est nécessaire pour obtenir le nouveau CBR du projet, soit 6 et l'épaisseur de la chaussée, soit 58 cm composé de:

- 10 cm d'enrobé (couche de revêtement)
- 8 cm de grave stabilisée au bitume (couche de support)
- 20 cm de grave stabilisée mécaniquement (couche de support)
- 20 cm de concassé (couche de fondation)

La couche de protection contre le gel aura une épaisseur de (0.7 x 145) - 58 = 43 cm.

L'itération s'arrête là car le CBR du nouveau sol de fondation n'a pas varié par rapport au précèdent (CBR de section = 7.5 si h = 43 cm).

La chaussée aura une épaisseur totale de 58 cm + 43 cm = 101 cm.

4.8 USA (AASHTO)

4.8.1 Bases

Aux USA il existe différentes normes suivant les Etats pour dimensionner les routes.

Les plus utilisées sont les normes **AASHTO**; elles sont intéressantes car elles accordent une grande importance aux critères économiques et prévisionnels.

Elles ont été mises au point à partir des données expérimentales **du programme d'essais AASHO** de 1958-1960.

Les normes AASHTO considèrent le cas des revêtements souples ainsi que celui de revêtement rigides.

Elles permettent de dimensionner les différentes couches de matériaux utilisés en fonction de leur nature à partir de **l'indice d'épaisseur** de la chaussée obtenu grâce à l'équation ou l'abaque de conception (fig. 4.34).

L'indice d'épaisseur est fonction :

- Du **trafic** prévisible avant la première réhabilitation du revêtement.
- De **la perte de viabilité** acceptable (trafic, drainage, gel).
- Du **module résilient du sol d'infrastructure.**
- De **la fiabilité** (facteur de sécurité) désirée.
- De **l'écart type sur les différents paramètres** (trafic et performance de la chaussée).

Estimation du trafic

Pour permettre une comparaison entre les contraintes subies par les chaussées les américains ont développés la notion de trafic équivalent.

Le trafic équivalent w_{18} à une charge à l'essieu de 18 kips (8.15 t) est calculé à partir du nombre de véhicules de chaque type comptabilisé.

Détermination du trafic :

- Choix d'une période d'analyse.
- Choix d'une durée de service.
- Estimation du trafic pour la première année de service.
- Estimation du taux annuel d'accroissement du trafic.
- Estimation de la répartition du trafic dans chaque sens.
- Choix du nombre de voies de circulation par direction.
- Calcul du nombre de véhicule qu'aura supporté la route à la fin de la période d'analyse.
- Calcul du nombre de véhicule w_{18} qu'aura supporté la route à la fin de la durée de service.

Viabilité

L'indice de viabilité PSI caractérise du point de vue de l'utilisateur l'état de la chaussée.

Il dépend de état de la route, des détériorations type ornière ou fissure.

Il varie entre 0 et 5; une route est considérée comme viable si son indice est supérieur à 2.

Avant le passage de véhicules une route a un indice légèrement supérieur à 4, une réfection s'impose lorsque l'indice vaut 2.

Lors de la conception d'une route, les valeurs limites inférieures de la viabilité en fin de trafic normal sont en général de :

- 2.5 pour les routes principales.
- 2.0 pour les routes secondaires.

La valeur de l'indice de viabilité initial est fixé par expérience en fonction de mesures effectuées sur des ouvrages de même type construits dans la région.

Lors de la conception d'une route il est utile de s'intéresser à des routes construites dans des zones similaires au point de vue géotechnique et au point de vue trafic et de comparer les valeurs de viabilité à différents instants selon le trafic atteint ou prévu :

- A la fin de la période d'analyse (trafic réel durant cet période).
- Au moment où sera atteint le trafic prévu par calcul à partir de la période d'analyse.
- Au moment où sera atteint le trafic prévu par calcul avant qu'il ne soit nécessaire de réhabiliter le revêtement.
- Lorsqu'il est nécessaire de réhabiliter la chaussée (trafic ayant entraîné une dégradation rendant la réhabilitation indispensable).

La perte de viabilité d'une route est aussi fonction des conditions climatiques (Voir 4.8.3 Dimensionnement au gel).

Module résilient du sol

Ce module M_R quantifiant le terrain de fondation peut être déterminé soit directement à partir de l'essai AASHO soit par corrélation à partir des valeurs du CBR Standard.

Afin de tenir compte des conditions météorologiques ce module est calculé chaque quinzaine; une valeur moyenne sur l'année sera ensuite utilisée dans les calculs.

Equivalence

$$M_R[psi] = 1500 * CBR \quad \text{(valable si CBR} \leq 10) \qquad (4.8)$$
$$M_R[kN.m^{-2}] = 10350 * CBR \quad \text{(valable si CBR} \leq 10)$$

Fiabilité

La fiabilité R d'une chaussée peut être définie de différentes façons :

- la probabilité que l'état de la route sera maintenu à un niveau suffisant du point de vue de l'utilisateur durant la durée de vie prévue.
- la probabilité que les sollicitations subies par la chaussée resteront à un niveau admissible durant la durée de vie prévue.
- la probabilité que la chaussée définie sera performante sous le trafic et les conditions extérieures durant la période définie.
- la probabilité que la chaussée définie en utilisant l'équation de conception sera performante sous le trafic et les conditions extérieures durant la période d'utilisation de la chaussée avant réhabilitation du revêtement.

Bien que la fiabilité puisse être évaluée par un calcul de probabilité le concepteur utilisera en général des valeurs fixées par l'expérience en fonction du type de chaussée.

Type de route	Fiabilité R [%]	
	Milieu urbain	Milieu rural
Voies rapides et Voies de liaison entre les états	85-99.9	80-99.9
Routes principales	80-99	75-95
Routes régionales	80-95	75-95
Routes d'intérêt local	50-80	50-80

Fig. 4.33 USA : définition de la fiabilité à utiliser lors des calculs en fonction du type de route et du type de milieu. Adapté de [4.13].

La valeur de la fiabilité prise en compte par le concepteur lors du calcul doit tenir compte du nombre de réhabilitations prévues (la fiabilité donnée ci-dessus est la fiabilité globale, si la route est calculée en deux étapes : construction puis réhabilitation du revêtement après un certain nombre d'année la fiabilité de chaque étape sera la racine de la fiabilité globale).

Erreur de prédiction

Tout comme pour la fiabilité, l'erreur de prédiction (écart type sur le trafic et sur la perte de viabilité) S_0 est fixée par expérience; les valeurs suivantes ont été adoptées :

- 0.35 pour les chaussées à revêtement souple.
- 0.25 pour les chaussées à revêtement rigide.

4.8.2 Démarche générale

Pour dimensionnement une chaussée il est nécessaire de fixer les valeurs des différents paramètres pris en compte dans l'équation (ou l'abaque) de conception afin d'obtenir une valeur appelée indice d'épaisseur pour chaque couche; ces indices d'épaisseurs permettront de dimensionner les différentes couches (revêtement, support, fondation) suivant le type de matériaux utilisé. Les opérations à réaliser sont les suivantes:

a) Le trafic.

- choix du volume de véhicules prévu durant la durée de service w_{18}.

b) L'indice de viabilité.

- choix d'un indice de viabilité initiale p_0.
- choix d'un indice de viabilité terminale p_t.
- calcul de la perte globale de viabilité ΔPSI.

c) La fiabilité.
- choix de la stratégie (nombre de réhabilitation prévu).
- choix du type de route.
- détermination du milieu (rural ou urbain).
- estimation de la fiabilité globale (fig. 4.33).
- calcul de la fiabilité R d'une étape de construction.

d) Les erreurs de prédiction sur le trafic et la performance.
- estimation de l'erreur de prédiction S_0.

e) Le module résilient.
- calcul du module résilient moyen M_R (relation 4.8).

f) Les matériaux disponibles.
- choix des matériaux qui seront utilisés pour les différentes couches (roulement : 1, support : 2, fondation : 3).
- essai en laboratoire pour déterminer les modules M_{R1}, M_{R2}, M_{R3}.
- détermination des coefficients a_1, a_2, a_3 des couches en fonction de leur module résilient (fig. 4.34).
- détermination des coefficients de drainage m_2, m_3 des différents matériaux en fonction de la qualité du drainage désiré et de la région concernée (fig. 4.35).

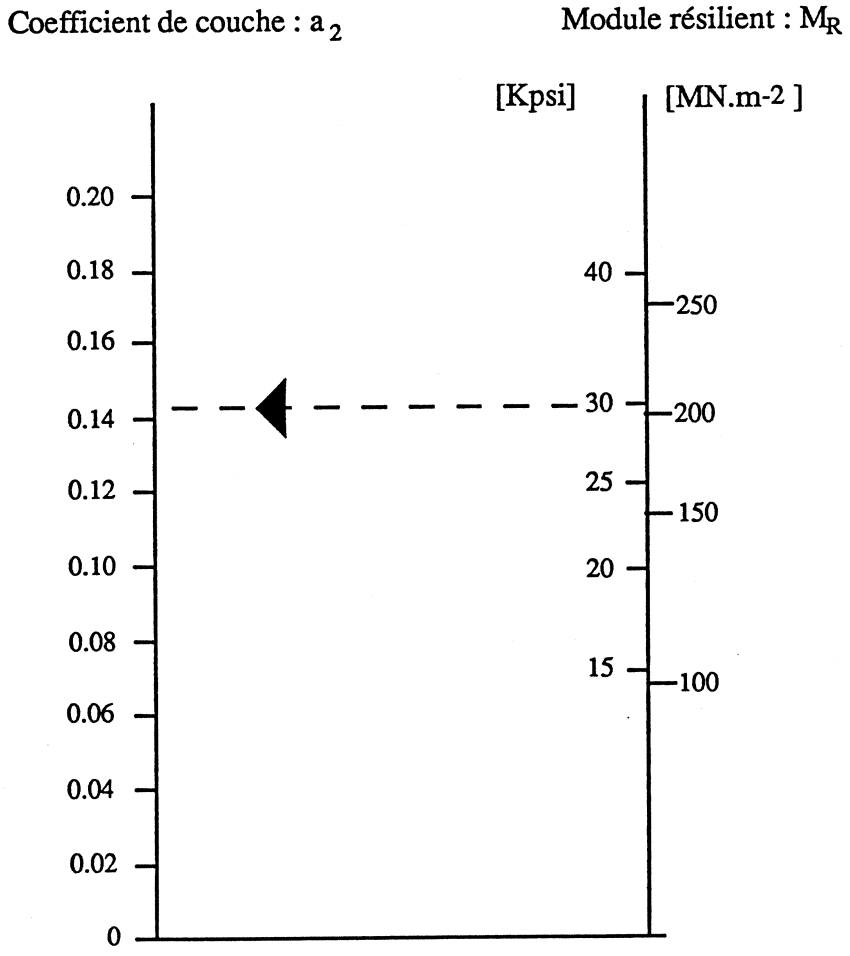


Fig. 4.34 USA : détermination du coefficient de la couche de support. Adapté de [4.13].

Qualité du drainage	Pourcentage du temps durant lequel la route sera exposée à une humidité proche de la saturation			
	Moins de 1%	De 1 à 5%	De 5 à 25%	Plus de 25%
Excellent	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bon	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Acceptable	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - .080	0.80
Mauvais	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Trés mauvais	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Fig. 4.35 USA : détermination du coefficient de drainage des couches de fondation et de support. Adapté de [4.13].

g) L'indice d'épaisseur.

L'indice d'épaisseur (SN) permet de dimensionner les différentes couches formant la chaussée en fonction du matériau utilisé.

- utilisation d'un abaque donnant SN en fonction des paramètres précédents (fig. 4.36).

h) Les conditions climatiques.

- choix d'une période probable pendant laquelle la viabilité sera acceptable malgré les dégradations causées par les conditions météorologiques.
- détermination de la perte de viabilité due au froid ΔPSI_{FH} et à l'humidité ΔPSI_{SW} (fonction du nombre d'année).
- calcul de la perte de viabilité résultante disponible pour le trafic ΔPSI_{TR}.
- redétermination du trafic acceptable w_{18} avec l'abaque de calcul de l'indice d'épaisseur (mêmes paramètres à part la perte de viabilité) (fig. 4.36).
- détermination de la période correspondante.
- comparaison avec la période probable:
  - si la différence des périodes est proche de 1 on obtient la valeur réelle de la période de service après laquelle une réhabilitation du revêtement sera indispensable,
  - sinon faire la moyenne des deux valeurs et recommencer une nouvelle itération.

i) Epaisseur des différentes couches.

- récapituler les valeurs des différents paramètres:
  - trafic admissible
  - perte de viabilité due au trafic
  - fiabilité
  - erreur de prédiction
  - module résilient pour chaque matériau utilisé
- calculer les différents indices d'épaisseur intermédiaires (fig. 4.36):
  - SN_1(à partir du matériau de support).
  - SN_2(à partir du matériau de fondation).
  - SN (à partir du matériau du sol de fondation).
- calculer les épaisseurs des différentes couches.

Formules de calcul (4.9)

$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

D_1 = épaisseur arrondie à la valeur supérieure de la couche de revêtement

$$SN_1^* = a_1 \times D_1$$

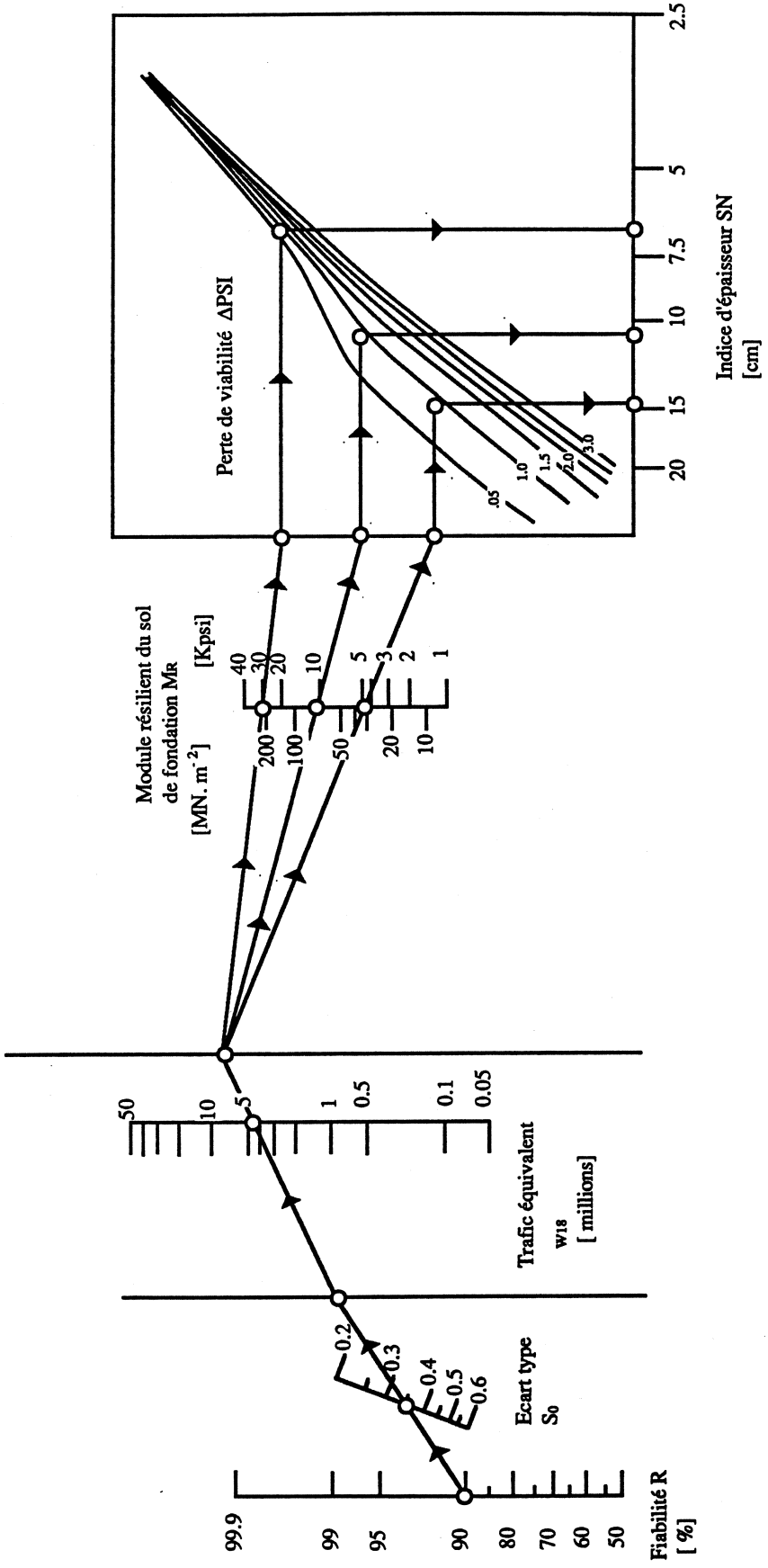


Fig. 4.36 USA : Abaque de conception :définition de l'indice d'épaisseur SN en fonction de : la fiabilité, de l'écart type des variables considérées (trafic, performance), du trafic équivalent, du module résilient du sol de fondation, de la perte de viabilité prévue durant le temps d'utilisation.
Adapté de [4.13]

$$D_2^* \geq \frac{[SN_2 - SN_1^*]}{a_2 \times m_2}$$

D_2 = épaisseur arrondie à la valeur supérieure de la couche de support

$SN_2^* = a_2 \times D_2 \times m_2$

$$D_3^* \geq \frac{[SN - [SN_1^* + SN_2^*]]}{a_3 \times m_3}$$

D_3 = épaisseur arrondie à la valeur supérieure de la couche de fondation

4.8.3 Dimensionnement au gel

Les variation de température et l'humidité entraînent:

- des variations de volume: gonflement, lentilles de glace,
- des variations de portance.

Les effets du gel et du dégel sont pris en compte par le calcul de perte de viabilité due au gel ΔPSI_{FH}. Une valeur quantifiant celle ci est obtenue à partir d'une équation ou plus pratiquement d'un abaque fonction de quatre variables :

- **La durée prévue** ou période d'analyse.
- **La vitesse de gonflement** : gonflement moyen en mm/jour du sol de fondation obtenu grâce à un abaque en fonction du type de matériaux de celui-ci (classification USCS), du pourcentage de particules fines (diamètre inférieur à 0.02 mm), de la sensibilité au gel de celui ci (fig. 4.37).

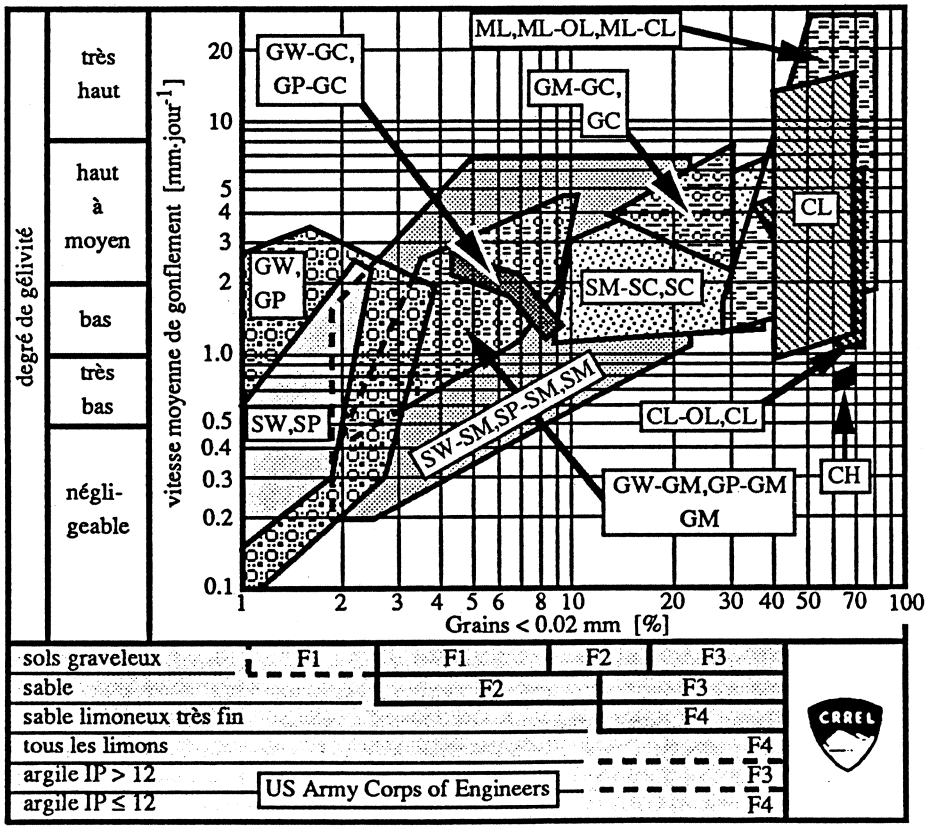


Fig. 4.37 USA : définition de la vitesse de gonflement en fonction : du type de matériaux, du pourcentage de particules fines, de la sensibilité au gel. Adapté de [4.13].

- **la perte potentielle maximale de viabilité** fonction de la qualité du drainage et de la profondeur de pénétration du gel (fig. 4.38 et 4.39).

Qualité du drainage	Durée de drainage
Excellent	1/2 jour
Bon	1 jour
Acceptable	1 semaine
Mauvais	1 mois
Très mauvais	infini

Fig. 4.38 USA : définition de la qualité du drainage en fonction de la durée d'écoulement. Adapté de [4.13].

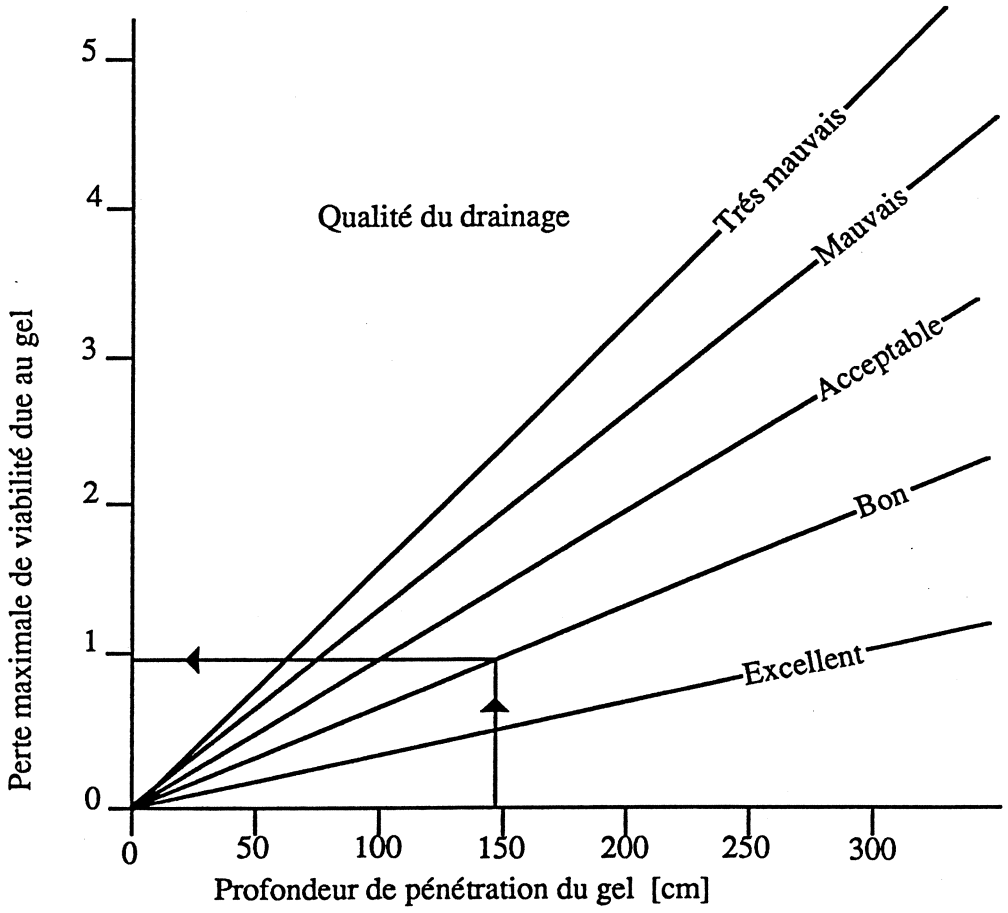


Fig. 4.39 USA : perte maximale de viabilité au gel en fonction de la profondeur de pénétration du gel et de la qualité du drainage. Adapté de [4.13].

- **la probabilité de gonflement de la chaussée due au gel** : estimation faite par le concepteur du pourcentage de la zone du projet affectée par le gel (pourcentage fonction de la profondeur de propagation du front de gel dans le sol de fondation,de la vitesse de propagation du front de gel dans le sol de fondation, du degré d'humidité, de la qualité du drainage, du nombre de cycle gel dégel au cours de l'année) (fig. 4.40).

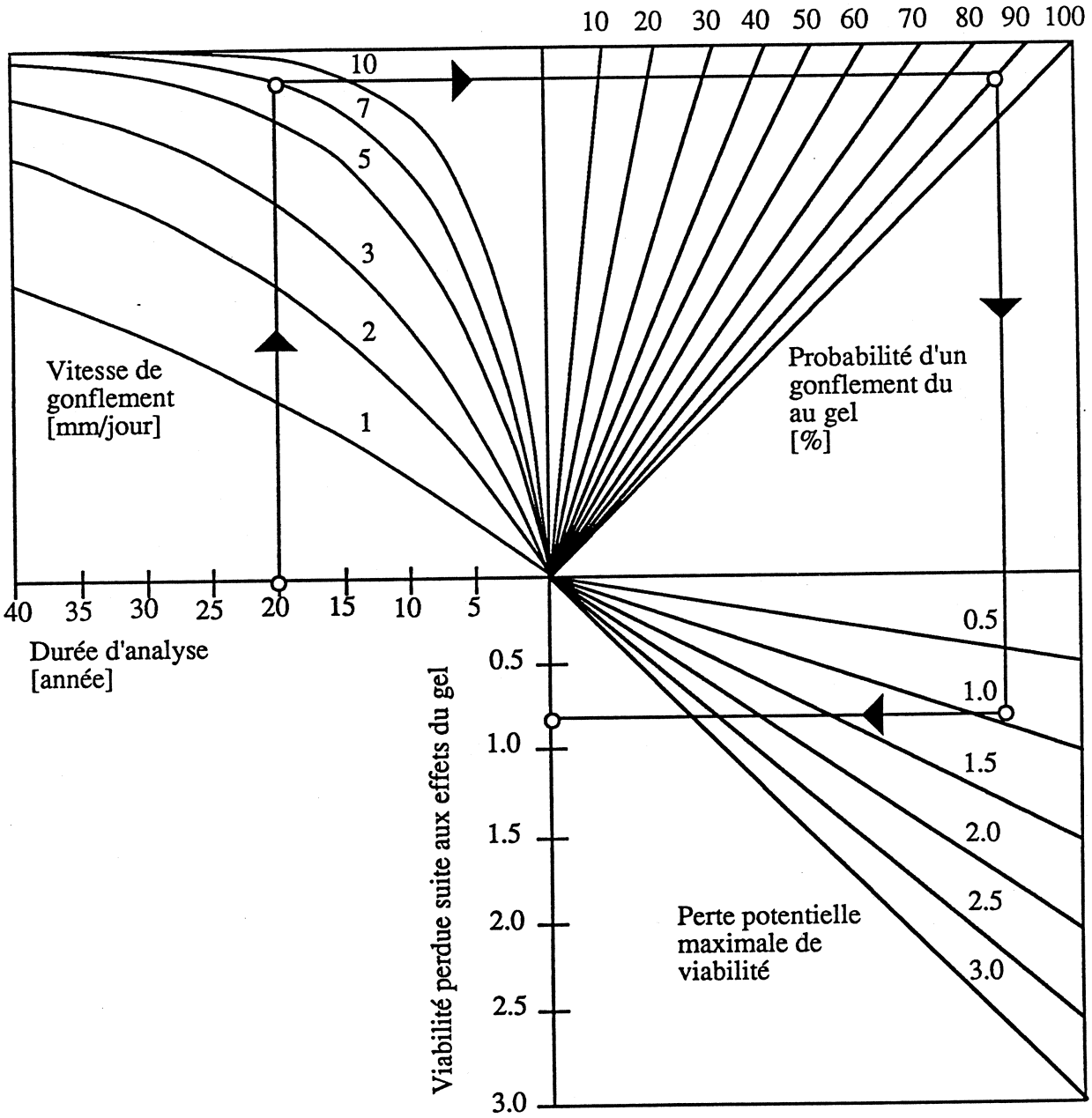


Fig. 4.40 USA : perte de viabilité due aux effets du gel en fonction de la période d'analyse, du taux de gonflement, de la probabilité de gonflement, de la perte potentielle maximale de viabilité.
Adapté de [4.13].

4.8.4 Exemple

Nous allons illustrer la méthode AASHTO grâce à l'exemple habituel en suivant pas à pas la méthode de dimensionnement décrite précédemment.

a) Le trafic.

- la période d'analyse ou durée d'utilisation de la route est de 20 ans; pour rester cohérent avec notre exemple aucune réhabilitation du revêtement n'est prévue.
- le trafic journalier est de 600 essieux de 82 kN, soit pour 20 ans de 4'380'000.
  - w_{18} = 4'380'000

b) La perte de viabilité totale.

- la route étant une route principale:
  - $p_0 = 4.2$
  - $p_t = 2.5$
  - $\Delta PSI = 1.7$

c) La fiabilité.

- une fiabilité de 90% s'impose pour une voie rapide en milieu rural (voir figure 4.33).
  - R = 90%

d) Les erreurs de prédiction.

- pour une chaussée à revêtement souple:
  - $S_0 = 0.35$

e) Le module résilient du sol de fondation.

- pour tenir compte des effets du gel considérons un CBR de 3 pour le sol naturel.
- en utilisant l'équation d'équivalence (valable si CBR ≤10):
  - M_R[psi] = 1500 * 3= 4'500 psi
  - M_R[kN.m^{-2}] = 10'350 * 3 = 31'050 kN.m^{-2}

f) Les matériaux disponibles.

- pour obtenir les valeurs des coefficients des différents matériaux, il est nécessaire de connaître le module résilient de chacun d'eux.
- pour rester plausible utilisons les valeurs données en exemple dans l'AASHTO guide for design of pavement structure soit :
  - pour la couche de revêtement : béton bitumineux : $a_1 = 0.42$
  - pour la couche de support : grave concassée : $a_2 = 0.14$, $m_2 = 1.2$, M_{R2} = 30'000 psi = 207'000 kN.m^{-2}
  - pour la couche de fondation : grave : $a_3 = 0.08$, $m_3 = 1.2$, M_{R3} = 11'000 psi = 75'900 kN.m^{-2}

g) Les conditions climatiques.

- les normes AASHTO prévoyant une réhabilitation du revêtement avant la fin de la période d'analyse elles doivent être légèrement modifier pour coller au mieux à l'exemple et tenir compte des conditions climatiques.
- la perte de viabilité due au gel est calculée en plusieurs étapes:
  - vitesse de gonflement : 7 (voir figure 4.35)
  - profondeur de pénétration du front de gel : 145 cm (voir figure 4.31)
  - perte de viabilité maximale : 0.95 (voir figure 4.37)
  - perte de viabilité due au gel : 0.8 (voir figure 4.38)

h) L'indice d'épaisseur.

- $\Delta PSI_{TR} = \Delta PSI - \Delta PSI_{FH} = 1.7 - 0.8 = 0.9$
- SN = 14.9 cm (voir figure 4.34)
- SN_1 = 6.9 cm
- SN_2 = 11.0 cm

i) L'épaisseur des différentes couches:

$$D_1^* = \frac{SN_1}{a_1} = \frac{6.9}{0.42} = 16.4 \text{ cm}$$

$D_1 = 17$ cm = épaisseur arrondie à la valeur supérieure de la couche de revêtement

$$SN_1^* = a_1 \times D_1 = 0.42 \text{ x } 17 = 7.1 \text{ cm}$$

$$D_2^* = \frac{[SN_2 - SN_1^*]}{a_2 \times m_2} = \frac{[11.0 - 7.1]}{0.14 \times 1.2} = 23.2 \text{ cm}$$

$D_2 = 24$ cm = épaisseur arrondie à la valeur supérieure de la couche de support

$$SN_2^* = a_2 \times D_2 \times m_2 = 0.14 \text{ x } 24 \text{ x } 1.2 = 4.0 \text{ cm}$$

$$D_3^* = \frac{[SN - [SN_1^* + SN_2^*]]}{a_3 \times m_3} = \frac{[14.9 - [7.1 + 4.0]]}{0.08 \times 1.2} = 39.6 \text{ cm}$$

$D_3 = 40$ cm = épaisseur arrondie à la valeur supérieure de la couche de fondation

j) Récapitulatif.

- Couche de revêtement : béton bitumineux : 17 cm
- Couche de support : grave concassée : 24 cm
- Couche de fondation : grave : 40 cm
- Total : 81 cm

4.9 Références

[4.1] D.M. COLE, D. BENTLEY, G. DURELL, T.C. JOHNSON, Resilient modulus of freeze-thaw affected granular soils for pavement design and evaluation. *Reports 86-4 and 86-12, Cold Regions Research and Engineering Laboratory*, Hanover, N.H. USA, CRREL (1986).

[4.2] -, SN 640'509 : Stabilisation aux liants hydrauliques, *Normes de l'Union des professionnels suisses de la route*, Zürich, 1985.

[4.3] -. ASTM D560 : Freezing-and-thawing tests of compacted soil-cement mixtures, *American Society for Testing and Material*, Philadelphia, USA, 1982.

[4.4] -, ASTM C666 : Resistance of concrete to rapid freezing and thawing, *American Society for Testing and Material*, Philadelphia, USA, 1971.

[4.5] -, *Catalogue des structures types de chaussées neuves*, Ministère de l'équipement et de l'aménagement du territoire, Direction des routes et de la circulation routière, Paris, 1977.

[4.6] -, *Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen*, RStO86. Forschungsgesell. für Strassen- und Verkehrswesen, 5000 Köln 21, 1986.

[4.7] G. REFSDAL, Dimensionnement thermique des chaussées à l'épreuve du gel, *Rapport norvégien du XVIe Congrès Mondial de la Route*, Vienne, 1979.

[4.8] -. *Frost Action on Soils*, No 17, Oslo, 1976 (in Norvegian).

[4.9] M. VUORIO ET AL., Terrassement et construction de chaussées, *Rapport finlandais du XVIe Congrès Mondial de la Route*, Vienne, 1979.

[4.10] -, Teiden Suunnittelu, TVL : N Ohjeet, Kansio B, IV Tien rakenne. Tie- ja vesirakennushallitus, 1987. (*Normes finlandaises de dimensionnement des routes*).

[4.11] -, *Manual for asphalt pavement*, Japan road association, 1989

[4.12] -KIYOSHI TAKEISHI,HIROSHI KUBO,ATSUSHI KASAHARA, A pavement design for low-volume roads that considers the antifrost effects of thickly packed snow, *Transportation research record 1106,* 1988

[4.13] -, *AASHTO guide for design of pavement structures*,American Association of State Higway and Transportation Officials, 1986.

5. CONCLUSIONS

5.1 Synthèse essais en vraie grandeur

Comme nous l'avons déjà dit dans l'introduction, la synthèse des essais en vraie grandeur, réalisés à l'étranger sur le comportement au gel et dégel des superstructures routières est dans une large mesure décevante, Nous avons notamment eu beaucoup de peine à obtenir de la documentation sur ces essais et celle reçue n'a pas apporté les résultats escomptés.

Seuls les essais exécutés à l'IVTB (Danemark) et par la BAST (Allemagne) apportent quelques éléments intéressants pour la prochaine révision des normes suisses de dimensionnement au gel des superstructures routières. Les résultats des essais de Caen sont bien connus et la détermination de la profondeur de pénétration du gel ne pose aujourd'hui plus de problème. Les essais entrepris au VTI sont propres à des régions plus froides que la Suisse et la présentation de leurs résultats n'est pas très précise.

Les **essais de l'IVTB** permettent, en particulier, de comparer le comportement au dégel de quatre superstructures types qui sont, malheureusement, assez éloignées de celles utilisées en Suisse; trois d'entre elles comprennent une couche de sable de grande épaisseur (200 à 260 mm) placée sur la forme de l'infrastructure. Cette couche, qui est habituelle en Scandinavie, a trois fonctions : portance, drainage et anticontamination. Nous avons cependant montré [5.1] que la fonction drainante était beaucoup moins importante que d'aucun voudrait bien le croire.

L'essai dénommé AARVE II montre un comportement remarquable de la superstructure de référence (73 mm de revêtement bitumineux, 140 mm de grave et 240 mm de sable) pendant plusieurs cycles de gel et dégel : au premier dégel la déformation de la surface de la chaussée est très importante, puis, lors des cycles suivants, cette déformation devient très faible; lors du premier dégel l'autre superstructure (58 mm de revêtement bitumineux, 130 mm de cendres volantes stabilisées au ciment et 260 mm de sable) n'a accusé aucune déformation permanente. En ce qui concerne la déformation plastique sous le forme de l'infrastructure, son mode de variation en fonction des cycles de gel et dégel est environ le même pour les deux types de superstructures. Ce comportement de la superstructure de référence est difficilement explicable par les rapports d'essais en notre possession. Il se pourrait qu'il soit le résultat d'une certaine gélivité de la couche de sable, gélivité supprimée par recompactage, sous le trafic, de cette couche après le premier dégel.

Les **essais du BAST**, exécutés eux sur des superstructures usuelles en Suisse, confirment certains résultats obtenus lors des essais réalisés dans la halle fosses de l'EPFL : gonflements maximaux, transport de l'eau vers le front de gel, et quantifient la diminution de la portance lors du dégel; cette portance est cependant celle de la forme de la fondation et non pas celle de la forme de l'infrastructure qui est déterminante pour le dimensionnement au gel et dégel. Cette diminution de la portance est de quelque 60 % pour les quatre types de superstructures testées.

5.2 Normes de dimensionnement au gel

Rappelons tout d'abord que la comparaison entre les normes de dimensionnement au gel appliquées dans la plupart des pays où le gel peut avoir des conséquences défavorables sur la pérennité des chaussées, n'était pas prévue dans le mandat confié par l'Office fédéral des routes au Laboratoire de mécanique des sols de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (LMS). C'est la commission technique 272 de l'Union des professionnels suisses de la route (VSS) qui a souhaité, qu'en plus de la synthèse sur les essais en vraie grandeur, le LMS présente ces normes et les compare.

Ce souhait était une excellente chose car, sans cette analyse des normes étrangères, le présent rapport aurait été d'un piètre intérêt. Le résultat de cette analyse est, quant à lui, d'un grand intérêt; c'est en effet la première fois que l'on fait une description homogène, avec exemple de calcul, de la plupart des normes de dimensionnement au gel. Nous espérons que cet important travail de compilation et de traduction (les normes finlandaise sont un véritable plaisir!) sera une des principales bases de la prochaine révision des normes suisses en la matière; cette révision n'interviendra cependant et probablement pas avant 10 ans et elle se fera, peut être, dans le cadre du Comité européen de normalisation (CEN). A ce propos, la commission technique No 8 : gel, de la Société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondations a souhaité voir traduit en anglais cette partie du rapport pour pouvoir le distribué à ces membres.

Qui plus est, l'analyse de ces normes a permis de présenter dans ce rapport de nombreuses relations intéressantes entre différents paramètres utilisés dans le dimensionnement des superstructures routières voire, d'une façon plus générale, pour le dimensionnement au gel de tout type de fondation.

Ces normes de dimensionnement au gel peuvent être classées selon le système proposé dans la section 4.1; le résultat de ce classement est transcrit sur la figure 5.1. Comme tous les classements il n'est pas rigoureux car certaines normes ne correspondent pas exactement à la définition des méthodes de la section 4.1. C'est le cas notamment des normes AASHTO.

Méthodes :	Facteur de gel	Indice de gel admissible	Capacité portante réduite	Module résilient
Suisse				
France				
Allemagne				
Norvège				
Finlande				
Japon				
USA (AASHTO)			perte de viabilité	

Fig.5.1 Classement des normes de dimensionnement au gel selon la méthode utilisée.

L'usage direct ou implicite d'un **facteur de gel** est la méthode la plus utilisée; elle est aussi la plus pratique. Parmi les normes utilisant ces méthodes, la norme norvégienne est intéressante car elle introduit la notion de risque d'avoir un hiver plus ou moins froid pendant une certaine période de retour. En outre, elle est la plus simple d'emploi car les épaisseurs des différentes couches constituant la superstructure sont données, sous forme de tables, pour toutes les régions de la Norvège.

Les normes suisses, allemandes et norvégiennes, qui utilisent cette méthode, donnent une épaisseurs totales de la superstructure à respecter (la norme allemande exige cependant et le plus souvent un renforcement de l'infrastructure), alors que la norme japonaise prescrit

l'épaisseur d'une couche supplémentaire de protection contre le gel. Cette dernière norme a, en outre, la particularité de tenir compte de l'épaisseur du manteau de neige recouvrant la chaussée. Cette prise en compte de l'effet isolant de la neige est, à notre avis, dangereuse car il peut y avoir des périodes d'hiver très froides et sans neige.

La méthode de l'**indice de gel admissible** n'est utilisée qu'en France et, à notre avis, son fondement est un peu difficile à comprendre et n'apporte rien de plus par rapport aux autres méthodes.

La méthode de la **capacité portante réduite** est, dans un certain sens, utilisée par la norme AASHTO (USA). Dans cette norme ce n'est pas la capacité portante qui est réduite mais l'**indice de viabilité**. La norme AASHTO est de loin la plus compliquée à utiliser car elle tient compte de très nombreux facteurs souvent difficilement quantifiables. Elle est cependant très intéressante sur le plan didactique et devrait être examinée ou ré-examinée avant toute nouvelle révision de normes de dimensionnement de superstructures routières. A ce propos il faut rappeler que cette norme, ou son fondement qu'est l'essai AASHO, est à la base de presque toutes les normes de dimensionnement (hors gel et au gel) des superstructures routières et notamment les normes suisses.

Lors de la dernière révision des normes de dimensionnement suisses, la méthode de la capacité portante réduite avait été envisagée [5.2]. Elle s'adaptait cependant mal à la philosophie générale des nouvelles normes et avait été abandonnée au profit de la méthode du facteur de gel.

A notre connaissance, la méthode du **module résilient** n'est utilisée qu'en Finlande. Le module résilient est le module de déformation de la forme de l'infrastructure lors du dégel. C'est la méthode la plus rationnelle car elle s'appuie sur la théorie de l'élasticité et est une bonne transposition du phénomène naturel alors que toutes les autres méthodes sont purement empiriques. Pour cette raison elle est très séduisante.

Cependant, le module résilient est, pratiquement, difficilement déterminable si ce n'est par analyse du comportement au dégel de nombreux types de superstructures routières pendant de très nombreuses années. Une telle démarche permet d'établir des relations entre ce module et les caractéristiques des sols (voir fig. 4.23).

Cette méthode a actuellement la faveur de nombreux spécialistes du gel et des procédures d'essais en laboratoire ont été établies pour la détermination du module résilient ([5.3] en particulier). Pourrait-elle être appliquée en Suisse ? A notre avis la rationalité de cette méthode est un peu trompeuse, surtout pour deux raisons :

- Le module résilient mesuré en laboratoire correspond à des conditions thermiques bien déterminées qui ne sont réalistes que pour certaines conditions climatiques. En réalité, comme l'on montré les essais en vraie grandeur entrepris dans la halle fosses d'Ecublens [5.1, 5.4], le module résilient est fonction surtout de la vitesse du dégel et, dans une moindre mesure, du gonflement soit de la masse d'eau accumulée sous forme de lentilles de glace.
- Pour un même sol d'infrastructure gélif et pour des conditions climatiques identiques à la surface du sol, la vitesse de pénétration du front de gel dans le sol gélif, de même que la vitesse du dégel est fonction des caractéristiques thermiques de la superstructure et du terrain naturel, soit surtout de la conductivité thermique, de la capacité thermique et de la teneur en eau de chaque couche les constituant.

Il n'en reste pas moins que cette méthode est d'un grand intérêt et pourrait être envisagée lors de la prochaine révision des normes suisses de dimensionnement des superstructures routières.

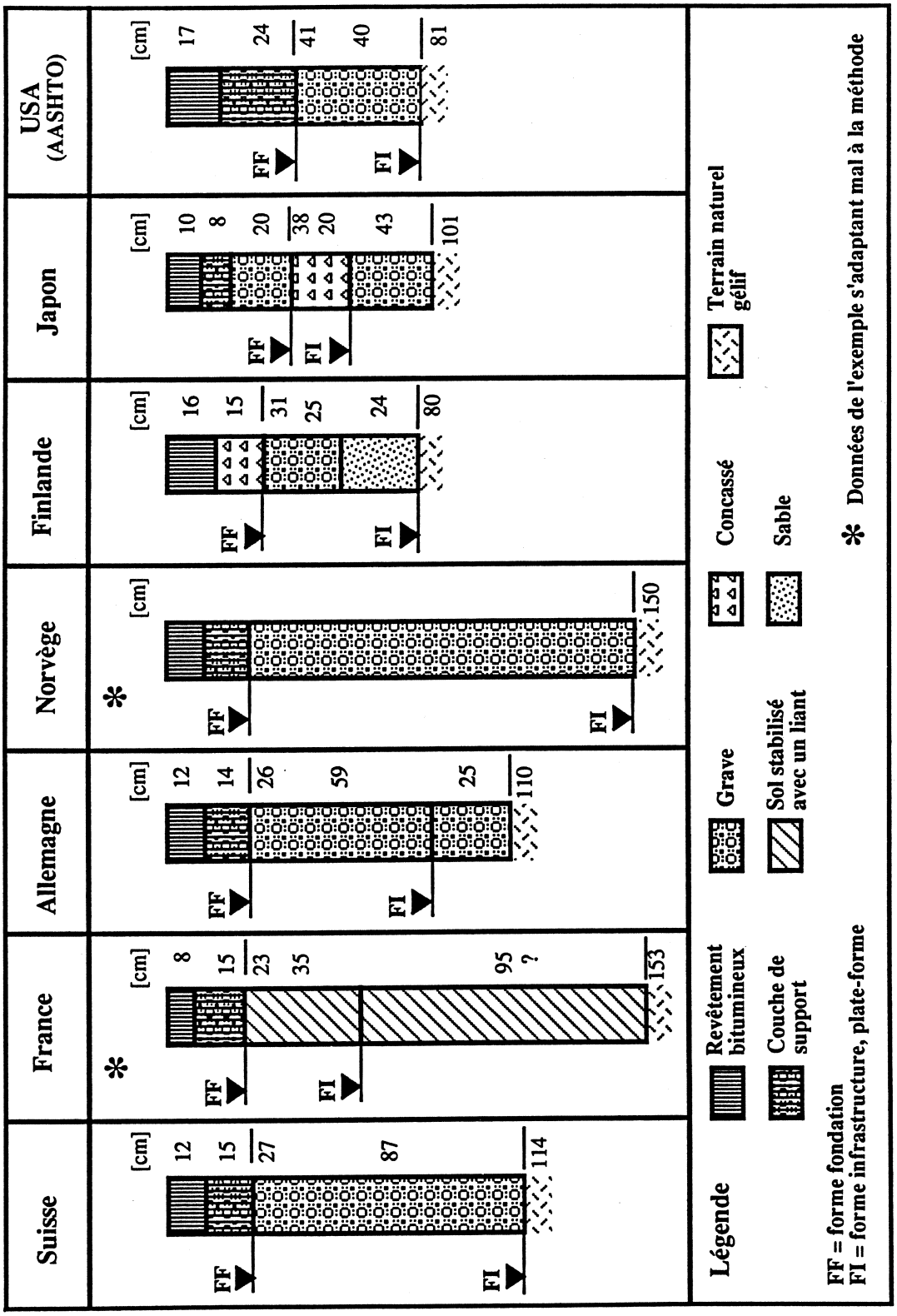


Fig 5.2 Comparaison des différentes normes examinées sur la base des données de la figure 4.5

Dans le chapitre 4, la description de chaque norme est accompagnée d'un petit exemple de dimensionnement utilisant les même données (climat, portance de l'infrastructure et trafic). Les superstructures obtenues avec cet exemple permettent, dans une certaine mesure, une **comparaison quantitative entre les différentes normes**. Elle fait l'objet de la figure 5.2.

Pour deux pays, la France et la Norvège, les données de l'exemple sont mal adaptées à la méthode utilisée dans la norme correspondante; les épaisseurs totales obtenues ne sont donc pas comparables à celles déterminées par les autres normes. Parmi ces dernières, c'est la norme suisse qui donne l'épaisseur totale maximale : 114 cm – cet épaisseur est quasiment identique avec la norme allemande –, et les norme finlandaises et AASHTO qui conduisent à la superstructure la plus mince : 80 cm, respectivement 81 cm.

5.3 Références

[5.1] H. LEFEBVRE, M. DYSLI, *Effet du gel sur les superstructures routières avec fondation en matériaux concassé*, Rapport de recherche No 165 de l'Office Fédérale des Route, Berne, 1988.

[5.2] M. DYSLI, *Révision des normes de dimensionnement au gel*, Rapport de recherche No 145 de l'Office Fédérale des Route, Berne, décembre 1987.

[5.3] D.M.. COLE, D. BENTLEY, G. DURELL, T.C. JOHNSON, *Resilient modulus of freeze-thaw affected granular soils for pavement design and evaluation*. Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H. USA, CRREL reports 86-4 and 86-12 (1986).

[5.4] M. DYSLI, P.L. BOURDEAU, *Influence du milieu ambiant sur la force portante d'une chaussée*, Rapport de recherche No 79 de l'Office Fédérale des Route, Berne, 1984.