

Projet et construction de routes

par **Jean BERTHIER**

Professeur à l'École Nationale des Ponts et Chaussées

Président du BCEOM

1. Caractéristiques géométriques des voies.....	C 5 500 - 2
1.1 Vitesse de référence. Vitesse pratiquée. Vitesse réglementaire.....	— 2
1.2 Distance d'arrêt. Distance de dépassement.....	— 2
1.3 Profil en long.....	— 3
1.4 Tracé en plan.....	— 4
1.5 Tableau de synthèse. Coordination du tracé en plan et du profil en long.....	— 5
1.6 Profil en travers.....	— 5
1.7 Aménagement des carrefours.....	— 6
1.8 Grands choix d'aménagement.....	— 8
1.9 Autoroutes de liaison.....	— 9
2. Sols de fondation et couches de forme.....	— 10
2.1 Classification des sols.....	— 11
2.2 Effets du gel sur les sols.....	— 14
2.3 Couches de forme.....	— 15
2.4 Traitement des couches de forme à la chaux et au ciment.....	— 16
3. Matériaux utilisés dans les assises de chaussées.....	— 17
3.1 Graves non traitées.....	— 17
3.2 Graves et sables traités aux liants hydrauliques.....	— 18
3.3 Graves et sables traités aux liants hydrocarbonés.....	— 20
3.4 Bétons de ciment.....	— 21
4. Matériaux utilisés dans les couches de roulement.....	— 22
4.1 Qualités spécifiques des couches de roulement.....	— 22
4.2 Enduits superficiels.....	— 23
4.3 Enrobés hydrocarbonés à chaud.....	— 24
4.4 Chaussées en béton.....	— 26
5. Dimensionnement des chaussées.....	— 26
5.1 Module de rigidité.....	— 26
5.2 Résistance à la fatigue des matériaux.....	— 27
5.3 Équivalences entre essieux.....	— 28
5.4 Agressivité globale du trafic.....	— 28
5.5 Prise en compte du gel.....	— 28
5.6 Catalogue des structures de chaussées neuves sur le réseau principal.....	— 28
5.7 Conception et dimensionnement des chaussées en béton.....	— 31
6. Exécution des travaux.....	— 32
6.1 Préparation des mélanges.....	— 32
6.2 Mise en œuvre des mélanges.....	— 34
7. Équipements de la route.....	— 35
7.1 Dispositifs de retenue.....	— 35
7.2 Ralentisseurs.....	— 36
7.3 Éclairage.....	— 36
7.4 Marquage des chaussées.....	— 37
7.5 Signalisation verticale.....	— 38
Références bibliographiques.....	— 39

Dans cet article, nous traiterons des différents critères à prendre en compte pour la construction de routes.

1. Caractéristiques géométriques des voies

Elles sont définies en fonction du trafic à écouler et du niveau de confort et de sécurité que l'on souhaite offrir à l'utilisateur.

Les documents de base sont l'ICTARN (Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Routes Nationales) [1] et l'ICTAAL (Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison) [2], émanant l'un et l'autre de la Direction des Routes.

1.1 Vitesse de référence. Vitesse pratiquée. Vitesse réglementaire

Le premier choix est celui de la vitesse de projet.

Dans l'approche française, on la définit par une **vitesse de référence**. C'est la vitesse qui peut être pratiquée en tout point de la section considérée. Elle est donc imposée par les zones dont les caractéristiques géométriques sont les plus contraignantes et elle permet ainsi de définir les caractéristiques minimales d'aménagement de ces zones particulières.

Pour éviter tout effet de surprise, la vitesse de référence doit être la même sur de longues sections (50 km ou plus) et la transition entre deux sections de vitesses de référence différentes doit être perceptible.

Les cinq valeurs de vitesse de référence retenues par les instructions relatives au réseau national français sont les suivantes : 40, 60, 80, 100, 120 km/h. En fait les vitesses pratiquées sont souvent supérieures à la vitesse de référence.

Il est important pour le projecteur de connaître la façon dont elles sont influencées par la géométrie de la route.

Les observations faites dans divers pays permettent d'énoncer les conclusions suivantes :

- le rayon en plan n'a d'influence sensible qu'au-dessous de 300 m ;
- les rampes ont une influence modérée ;
- les caractéristiques générales du profil en travers ont une influence sensible. Le conducteur ne se sent pas à l'aise sur une route de 5 m et modère son allure. À l'inverse, il roule vite et même très vite sur les routes à 2 x 2 voies, même non autoroutières ;
- les vitesses sont dans l'ensemble peu influencées par les panneaux de limitation de vitesse, sauf s'ils sont renforcés par des feux clignotants.

Une dernière notion est enfin à prendre en compte, c'est celle de **vitesse réglementaire**.

Des vitesses limites ont été définies dans la plupart des pays, différentes suivant les types de voies, leurs caractéristiques géométriques (profil en travers essentiellement), leur environnement (urbain, périurbain, rase campagne), les conditions météorologiques.

Fixées dans un but de sécurité, et ne différenciant qu'un nombre très restreint de types de situation, elles sont forcément très générales et ne constituent pas un objectif d'aménagement de la voie. Rien n'interdit, en particulier, de choisir des vitesses de référence supérieures. Dans ce cas, l'objectif est d'offrir à l'automobiliste des conditions de conduite plus confortables et non pas de l'inciter à dépasser les vitesses réglementaires.

En fait, et c'est là toute la difficulté, l'automobiliste français a une fâcheuse tendance à aller à la vitesse maximale qu'il croit compatible avec les caractéristiques de la route et avec ses propres talents de conducteur (qu'il surestime très généralement).

Il en résulte que, trop souvent, des aménagements luxueux n'améliorent pas la sécurité, quand ils ne la détériorent pas.

1.2 Distance d'arrêt. Distance de dépassement

En tout point du tracé, la visibilité doit être suffisante pour que le véhicule puisse voir à temps un obstacle placé sur la chaussée et qu'il puisse réaliser, dans des conditions acceptables, une manœuvre de dépassement.

Pour ce qui concerne l'arrêt avant un obstacle, on doit distinguer les obstacles permanents (par exemple musoir d'îlot directionnel) dont la hauteur est connue, et les obstacles imprévus, dont la hauteur conventionnelle est supposée être 0,15 m, l'œil étant placé à 1 m de hauteur et à 2 m du bord de la chaussée ou de la voie élémentaire sur laquelle circule le véhicule.

La distance d'arrêt en ligne droite est, comme nous l'avons vu dans l'article *Véhicules et routes* [C 4 400], donnée par la formule :

$$d_1 \text{ (m)} = \frac{4}{1000} \frac{V^2}{f} + 0,55 V \text{ (km/h)}$$

le premier terme représentant la longueur de freinage ; 0,55 étant le temps de perception-réaction du conducteur, f le coefficient de frottement et V la vitesse du véhicule.

En courbe, on estime que le freinage ne peut pas être aussi énergétique, et la distance d_2 prise en compte est obtenue en majorant de 25 % le premier terme dès lors que le rayon en plan R (m) est inférieur à $5 V \text{ (km/h)}$.

Les coefficients de frottement pris en compte par les règlements français diminuent lorsque la vitesse augmente comme le montre le tableau 1 qui donne également les distances d'arrêt d_1 en ligne droite et d_2 en courbe.

Tableau 1 – Distances d'arrêt en ligne droite d_1 et en courbe d_2 à différentes vitesses

V (km/h)	40	60	80	100	120	130	140
f	0,46	0,46	0,42	0,38	0,34	0,32	0,30
d_1 (m)	40	70	105	160	230	275	330
d_2 (m)	45	80	120	180	280	330	390

Il faut insister sur le caractère conventionnel de ces chiffres. Sur mauvais revêtement, en cas de pluie, et s'il y a blocage des roues, l'adhérence effective peut être très inférieure à ces valeurs.

La distance de visibilité de dépassement est celle qui permet, sur une route bidirectionnelle, de terminer le dépassement sans ralentir le véhicule arrivant en sens inverse, la hauteur conventionnelle du véhicule adverse étant de 1,20 m.

Les normes prennent en compte deux valeurs extrêmes de durée de dépassement :

- une valeur minimale de 7 à 8 s qui suppose une forte réserve de puissance pour le véhicule qui dépasse ;
- une valeur normale de 11 à 12 s.

Les distances de dépassement correspondantes sont respectivement de :

- $d_d \text{ (m)} = 4 V \text{ (km/h)}$;
- $d_D \text{ (m)} = 6 V \text{ (km/h)}$.

Enfin, les normes définissent également une distance de visibilité de manœuvre de dépassement d_{Md} . C'est celle qui permet, en sécurité, d'abandonner un dépassement en freinant ou de le poursuivre en accélérant si le véhicule opposé freine.

En pratique on constate que, pour des routes à deux voies, des distances de visibilité de l'ordre de 500 m au moins sont nécessaires pour permettre des dépassements dans de bonnes conditions. Pour éviter que les automobilistes, excédés de rouler en convoi,

n'entreprennent des dépassements dans des conditions dangereuses, il faut chercher à assurer cette distance minimale de visibilité sur plus de 25 % de la longueur du tracé, les zones de dépassement étant régulièrement réparties.

Sur les routes à trois voies, il est recommandé d'affecter la voie centrale à un sens de circulation dès que la visibilité est inférieure à 500 m.

1.3 Profil en long

1.3.1 Caractéristiques générales

Le profil en long est le développement du cylindre vertical sur lequel est tracé l'axe de la route. Il est constitué de segments de droite raccordés par des arcs de cercle caractérisés par leur rayon. Pour les segments de droite, on parle de **pente** ou de **rampe** suivant que la route descend ou monte dans le sens de la marche.

Les rampes sont contraignantes pour les véhicules lourds dont elles augmentent les consommations. Elles le sont d'autant plus qu'elles sont plus longues et que le véhicule perd le bénéfice de son élan initial. Le ralentissement de ces véhicules perturbe, de plus, la circulation générale. Cela conduit à limiter autant que possible les rampes aux valeurs indiquées dans le tableau 2.

Pour les routes à larges caractéristiques sur lesquelles on souhaite que la circulation soit aussi peu gênée que possible par la présence des rampes, on prévoit une voie supplémentaire pour les véhicules lents.

Outre le respect des rampes maximales, on doit s'efforcer, dans la conception générale du tracé, de réduire la dénivellée cumulée qui influe directement sur le coût de circulation des véhicules lourds. Cependant, il peut en résulter un enchérissement du projet. Seule l'étude économique peut permettre de définir l'optimum d'aménagement.

Le choix des rayons en angles saillants RV est basé sur les conditions de visibilité.

Tableau 2 – Paramètres fondamentaux des projets routiers

Désignation du paramètre				Symbole et unité	Catégorie de route				
					4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	Except.
Vitesse de référence				Vr(km/h)	40	60	80	100	120
Tracé en plan	Dévers maximal			δM(%)	7	7	7	7	7
	Rayon en plan RH (m)	minimal absolu (dévers δM)		RHm	40	120	240	425	665
		minimal normal (dévers)		RHN (δ %)	120 (5 %)	240 (5 %)	425 (5 %)	665 (4 %)	1 000 (4 %)
		au dévers minimal (1)		RH'' (2,5 %) RH'' (2 %)	250 300	450 500	650 700	900 1 000	1 500 1 600
		non déversé		RH'	400	600	900	1 300	1 800
Profil en long	Déclivité maximale en rampe			πM(%)	8	7	6	5	4
	Rayon en angle saillant RV(m)	Chaussée unidirectionnelle (route à 4 voies ou à 2 chaussées)	minimal absolu	RVm ₁	500	1 500	3 000	6 000	12 000
			minimal normal	RVN ₁	1 500	3 000	6 000	12 000	12 000
		Chaussée bidirectionnelle (route à 2 ou 3 voies)	minimal absolu	RVm ₂	500	1 600	4 500	10 000	
			minimal normal	RVN ₂	1 600	4 500	10 000	17 000	
	Rayon en angle rentrant RV' (m)	minimal absolu		RVm'	700	1 500	2 200	3 000	4 200
		minimal normal		RVN'	1 500	2 200	3 000	4 200	6 000
	Rayon assurant la distance de visibilité de dépassement minimale sur route à 2 ou 3 voies			RVD(m)	2 500	6 500	11 000	17 000	28 000
Paramètres cinématiques	Vitesse du véhicule			V(km/h)	40	60	80	100	120
	Longueur de freinage			d ₀ (m)	15	35	60	105	170
	Distance d'arrêt en alignement			d ₁ (m)	40	70	105	160	230
	Distance d'arrêt en courbe			d ₂ (m)	45	80	120	180	280
	Distance de visibilité de dépassement	minimale		d _d (m)	150	250	325	400	500
		normale		d _D (m)	250	350	500	625	800
	Distance de visibilité de manœuvre de dépassement			d _{Md} (m)	70	120	200	300	400

(1) Le dévers minimal est 2,5 % pour une chaussée en béton bitumineux et de 2 % pour une chaussée en béton de ciment.

Pour une chaussée unidirectionnelle, la distance de visibilité d'un obstacle éventuel de 0,15 m de hauteur doit être au moins égale à la distance d'arrêt pour la vitesse de référence (minimal absolu RV_{m_1}) et si possible pour la vitesse $V_r + 20$ (minimal normal RVN_1). L'œil du conducteur est supposé être à 1 m de hauteur.

Pour une chaussée bidirectionnelle, il faut de plus qu'un véhicule venant en sens inverse puisse être vu à la distance de visibilité de manœuvre de dépassement correspondant à la vitesse de référence (minimal absolu RV_{m_2}) ou à $V_r + 20$ (minimal normal RVN_2).

Si le respect de ces seuils conduit à un coût excessif, il est bien entendu possible d'y déroger localement au prix, pour les routes bidirectionnelles, d'une interdiction de doubler réalisée par un marquage continu.

En angle rentrant, la prise en compte du confort dynamique des véhicules roulant à V_r ou $V_r + 20$ conduit aux rayons minimaux absolus et normaux du tableau 2.

1.3.2 Problème des grandes descentes

On a constaté que certaines grandes descentes pouvaient être particulièrement dangereuses pour les poids lourds. N'ayant pas rétrogradé à temps, les conducteurs sont amenés à faire un usage excessif de leurs freins qui s'échauffent et deviennent inopérants. Ils n'ont plus alors aucun moyen de maîtriser leur véhicule et ne peuvent éviter une sortie de route à grande vitesse dont les conséquences sont généralement dramatiques.

Cette situation peut être évitée en respectant un certain nombre de principes dans la conception géométrique de la route et en mettant en place une signalisation appropriée :

- adopter un tracé en plan qui incite à une réduction de la vitesse, grâce à des virages de rayon de courbure réduit au début de la pente ;
- éviter les « faux plats », zones de pente plus réduite insérées dans la descente, qui incitent les poids lourds à passer sur un rapport de vitesse supérieur et ne leur permettent plus ensuite de rétrograder du fait d'une vitesse excessive ;
- prévoir une signalisation spécifique indiquant la valeur de la pente et incitant les poids lourds à utiliser leurs freins moteurs, les indications étant si possible données en plusieurs langues.

Pour les routes existantes, les seules ressources sont la mise en place de la signalisation citée ci-avant et éventuellement la construction de voies de détresse, qui permettent aux véhicules en perdition de quitter la route et de venir s'enliser et s'arrêter dans des fossés remplis de graves.

1.4 Tracé en plan

Le tracé en plan est la projection sur un plan horizontal de l'axe de la chaussée.

C'est une succession de droites, d'arcs de cercle et de courbes de raccordement.

La combinaison de ces éléments, en coordination avec le profil en long, doit en premier lieu permettre de réserver une proportion convenable de zones où la visibilité est suffisante pour permettre le dépassement. Simultanément, on doit éviter l'effet de monotonie et réduire en conduite nocturne le temps d'éblouissement par les phares lié aux grands alignements droits.

1.4.1 Choix du rayon des virages

Le rayon des arcs de cercle et leurs dévers doivent permettre au minimum à un véhicule roulant à la vitesse de référence V_r de ne pas déraper.

On doit avoir pour cela, si R est le rayon du virage, δ le dévers, f_t le coefficient de frottement transversal, c'est-à-dire l'adhérence transversale maximale mobilisable, et m la masse du véhicule :

$$m \frac{V_r^2}{R} \leq mg(f_t + \delta)$$

soit

$$R \geq \frac{V_r^2}{g(f_t + \delta)}$$

Le rayon minimal dépend donc des dévers et du frottement mobilisable.

Le dévers ne doit pas être trop grand pour éviter le risque de glissement à faible vitesse par temps de verglas.

Comme le montre le tableau 2, il est recommandé de le limiter à 7 %.

Les valeurs conventionnelles retenues pour f_t dépendent de la vitesse. Ce sont les suivantes :

V_r (km/h)	40	60	80	100	120
f_t	0,25	0,16	0,13	0,11	0,10

L'application de la formule donne alors les valeurs de rayon indiquées dans le tableau 2.

Une fois dépassée la zone éventuelle de raccordement progressif, le rayon de courbure doit rester constant sur toute la longueur du virage.

L'Institut National de Recherche sur les Transports et leur Sécurité (INRETS) a pu montrer que la plupart des virages dangereux se caractérisaient par une variation brusque du rayon de courbure. Une telle variation rend le virage trompeur pour l'usager qui adapte sa trajectoire et sa vitesse à ce qu'il perçoit en entrée de virage et se trouve donc pris au dépourvu par la modification du rayon de courbure.

Un mauvais uni est également un élément défavorable, de même bien entendu qu'un défaut d'adhérence, qui est fréquent dans les zones où le véhicule est fortement sollicité et où l'usure du revêtement est donc plus rapide.

1.4.2 Courbes de raccordement

Il est souhaitable de prévoir, entre les segments de droite et les arcs de cercle, des zones de raccordement, et cela pour réaliser les conditions suivantes :

- assurer une bonne lisibilité de la route en annonçant les virages ;
- permettre à l'automobiliste un braquage progressif ;
- introduire progressivement le dévers à partir d'un profil en ligne droite en forme de toit.

Pour répondre à ces objectifs, on choisit généralement comme courbe de raccordement la clothoïde, dont la courbure est proportionnelle à l'abscisse curviligne s . Parcourue à vitesse constante, elle correspond à la trajectoire d'un véhicule dont l'angle de braquage du volant augmente régulièrement.

Les différentes relations caractéristiques de la figure 1 permettent une construction approchée de la courbe de raccordement.

On constate que la droite et le cercle ne sont pas tangents et qu'il faut prévoir un déport ΔR .

R étant donné, la clothoïde est entièrement définie par la donnée de L , par celle de τ ou par celle de son paramètre A .

Les conditions suivantes sont prises en compte pour définir les caractéristiques :

- pour être perceptible, le raccordement progressif doit correspondre à un changement de direction τ supérieur à 3° ;

- la variation du dévers doit être limitée à 2 % par seconde à la vitesse de référence ;
- la variation de l'accélération transversale doit être limitée à $g/50$ par seconde.

1.6 Profil en travers

C'est la coupe transversale de la chaussée et de ses dépendances.

La nomenclature des termes utilisés est donnée par la figure 2 dans le cas d'une autoroute et dans celui d'une route à une seule chaussée.

Le choix du nombre de voies de circulation, celui de leur largeur et celui de la structure générale du profil en travers est à la fois dicté par les débits que l'on souhaite écouler et par la fonction que l'on souhaite faire jouer à la route comme on le verra par la suite.

On notera sur la figure que la largeur de la chaussée est mesurée à partir de l'intérieur du marquage de rive.

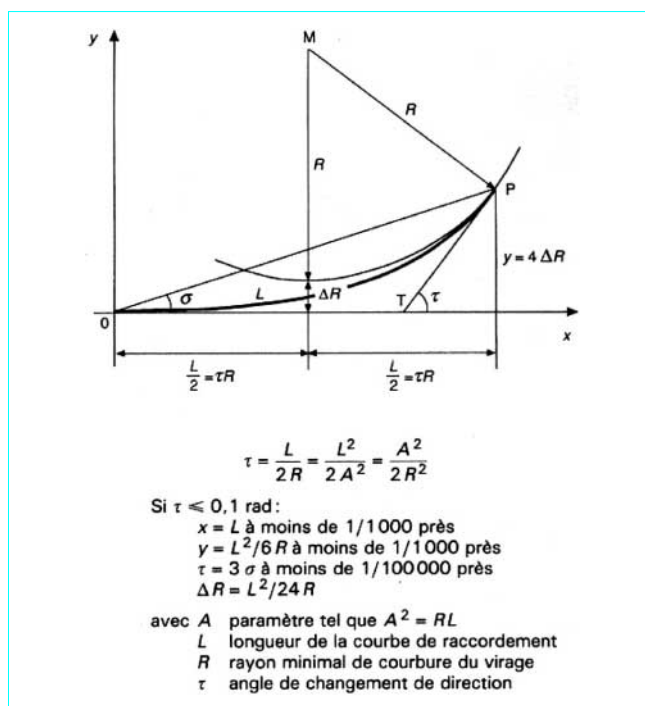


Figure 1 - Clothoïde

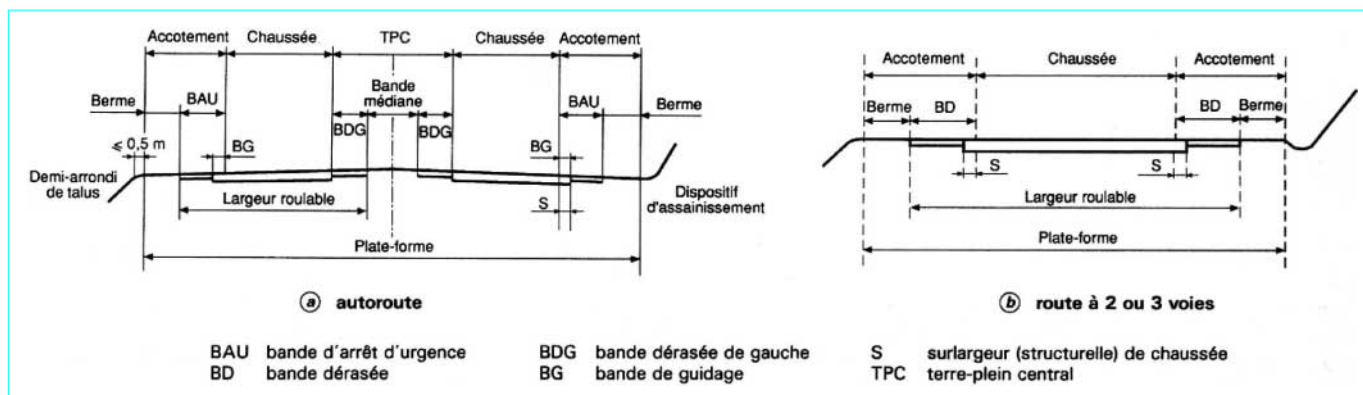


Figure 2 - Éléments constitutifs du profil en travers

1.6.1 Largeur des chaussées

Le gabarit maximal des véhicules étant de 2,50 m, cette largeur constitue un minimum pour celle des voies. Beaucoup de routes départementales et communales ont une largeur de 5 m, mais il est clair que cela impose un fort ralentissement des véhicules qui se croisent. Au-dessous de cette largeur, le croisement de deux camions s'effectue en empiétant sur l'accotement.

Pour les routes nationales, on a adopté une largeur de voie de principe de 3,50 m. Certaines routes nationales à faible trafic ont néanmoins des voies de 3,25 m.

Dans certaines circonstances, on peut être amené à adopter des voies encore plus étroites, même sur le réseau national. C'est le cas notamment :

- en traversées d'agglomération pour lesquelles un rétrécissement des voies incite les véhicules à ralentir. Une largeur de voies de 3 m doit être considérée comme normale en agglomération, avec éventuellement une surlargeur de 2,5 m pour le stationnement (2 m si le stationnement des poids lourds est interdit) ;
- sur les ouvrages d'art, ponts et tunnels, où le coût du mètre carré est très élevé et, de façon générale, sur les sections où les contraintes de site sont très fortes.

Dans les virages de rayon inférieur à 200 m, une surlargeur doit être prévue pour permettre l'inscription des véhicules longs. Elle est en principe, par voie de circulation, de $50/R$, R étant exprimé en mètres. Sur les routes de montagne, les surlargeurs des routes en « lacet » sont déterminées à partir de l'épure de giration des poids lourds.

1.6.2 Pentes transversales

En section courante, le profil de la chaussée est en toit, la pente de chaque versant résulte d'un compromis entre la recherche d'un écoulement rapide des eaux de pluie et la limitation de l'instabilité des véhicules lorsqu'ils passent d'un versant à l'autre.

Pour la chaussée on adopte les pentes transversales suivantes :

- chaussée en béton de ciment : 2,0 % ;
- enduit superficiel ou enrobé : 2,5 % ;
- chaussée non revêtue : 4,0 %.

En courbe, le profil ne comporte plus qu'un seul versant, dont la pente est le dévers évoqué précédemment, le passage d'une situation à l'autre nécessitant une zone de transition. Cette zone doit être très soigneusement étudiée, particulièrement pour les chaussées de grande largeur, pour éviter les accumulations d'eau génératrices d'aquaplanage.

1.6.3 Accotements

L'accotement comprend une partie dégagée de tout obstacle appelée bande dérasée, bordée à l'extérieur d'une berme engazonnée.

La bande dérasée est constituée, à partir du bord géométrique de la chaussée :

- d'une surlargeur de chaussée, de structure identique à la chaussée, qui porte le **marquage de rive** et qui limite « l'effet de bord ». Ce terme désignera à la fois les conséquences du surplus de contraintes en bord de dalle et les conséquences des alternances d'humidification et de dessiccation qui se produisent au bord de la zone revêtue ;
- d'une **partie spécialement traitée**, revêtue ou non.

Sur une autoroute, elle est toujours revêtue et prend alors le nom de bande d'arrêt d'urgence car elle permet d'accueillir les véhicules en panne.

Sur route ordinaire, elle est rarement revêtue. Si elle ne l'est pas, il est conseillé de la constituer avec des matériaux ayant une certaine stabilité propre, même en période humide, pour que les véhicules qui sont exceptionnellement contraints d'y stationner la dégradent le moins possible.

Lorsqu'on estime souhaitable de la revêtir, il est impératif de lui donner une structure résistante par apport de matériaux du type de ceux que l'on utilise dans la chaussée, en épaisseur bien entendu moindre.

La pente de la bande dérasée est de 4 % lorsqu'elle n'est pas revêtue, elle peut être réduite à 2,5 % lorsqu'elle est revêtue :

- d'une **berme**, dont la pente est de 8 %, qui va jusqu'au bord de remblai ou jusqu'au fossé pour les zones en déblai.

1.7 Aménagement des carrefours

L'intersection de plusieurs voies routières peut être une source grave d'insécurité. Le tiers des accidents et 40 % des tués sur route nationale se produisent en carrefour.

L'aménagement des carrefours a pour but de réduire cette insécurité.

1.7.1 Carrefours plans (ou carrefours à niveau)

Il n'est pas possible, dans le cadre de ce texte, d'entrer dans le détail de tous les types possibles d'aménagement des carrefours plans, qui sont nombreux et qui doivent être, de plus, ajustés dans chaque cas en fonction des conditions particulières de site, d'orientation des voies et de trafic.

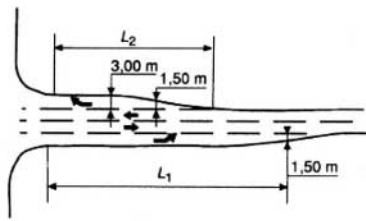
Un certain nombre de principes s'imposent cependant pour tous les types d'aménagement :

- dans toute la zone d'approche, on doit assurer d'excellentes conditions de visibilité entre les véhicules et sur les îlots ;
- l'automobiliste doit avoir très vite une bonne perception de la structure du carrefour ;
- la géométrie du carrefour doit pénaliser le moins possible les courants prioritaires et, au contraire, ralentir les courants non prioritaires ;
- les cisaillements doivent se produire sous un angle voisin de 90° , fournissant les meilleures conditions de visibilité et d'appréhension des vitesses ;
- à l'approche immédiate d'un point de conflit, les véhicules du courant non prioritaire doivent trouver une zone d'abri ;
- on accroît le débit en séparant les points de conflit ;
- il convient d'accorder une grande importance à la signalisation verticale et horizontale ;
- sur les routes à circulation rapide, les courants tournants quittant un itinéraire prioritaire doivent disposer de voies de décélération et les courants entrants de voies d'insertion.

La figure 3 montre les dispositions à adopter pour les voies d'insertion et de décélération, ces dernières étant inutiles pour des vitesses d'approche inférieures à 60 km/h, et donne les longueurs des voies d'insertion et de décélération préconisées par les instructions françaises.

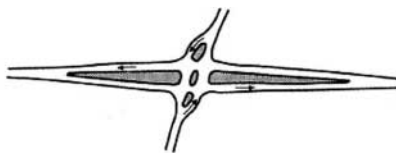
La matérialisation de toutes les conditions ci-avant est généralement assurée par des îlots séparateurs. La figure 4 donne un exemple d'un tel carrefour aménagé par cette méthode.

Les carrefours giratoires permettent également de satisfaire ces différentes conditions. Ils sont particulièrement sûrs, mais il convient de ne pas en abuser car cela conduirait à « hacher » de façon très gênante les trajets. Ils doivent, de plus, être correctement dimensionnés (figure 5).

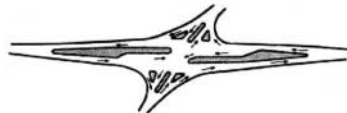


Vitesse d'approche à vide (km/h)	60	90	120
Longueur de la voie d'insertion L_1 (m)	140	210	320
Longueur de la voie de décélération L_2 (m)	70	115	240

Figure 3 – Voies d'insertion et de décélération

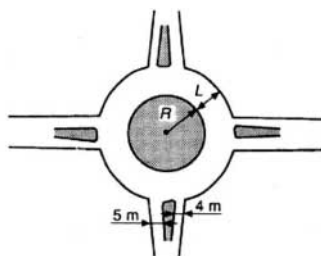


a) séparation des courants sur la voie principale



b) courants séparés avec stockage longitudinal

Figure 4 – Carrefours plans



	R	L
Routes principales dimensionnement normal	10 m	8 m
Routes principales dimensionnement minimal	6 m	8 m
Routes secondaires	6 à 8 m	6 m

Figure 5 – Carrefours giratoires

1.7.2 Carrefours dénivelés

Les carrefours dénivelés ou échangeurs sont plus coûteux que les carrefours plans, mais ils offrent de bien meilleures conditions de sécurité. Ils sont d'une utilisation systématique sur les autoroutes et tendent également à se généraliser sur les routes à deux chaussées non autoroutières, compte tenu des graves problèmes de sécurité que posent les autres types de carrefour.

On peut les classer en deux grandes catégories :

— **carrefours sans cisaillement** (figure 6a et b)

- l'échangeur trompette ou à boucle d'entrée, le plus simple, correspond à l'insertion en T d'une route sur une autoroute,
- l'échangeur en trèfle complet permet toutes les combinaisons sans cisaillement ni entrecroisement ;

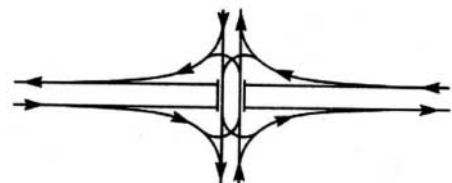
— **carrefours avec cisaillement** (figure 6c et d) : les échangeurs de type losange imposent sur les voies secondaires des cisaillements qui ne sont tolérables que lorsque le trafic est faible.



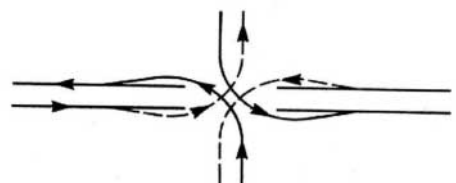
a) trompette (à boucle d'entrée)



b) trèfle complet



c) losange traditionnel



d) losange indonésien (avec virages à gauche dos à dos)

Figure 6 – Carrefours dénivelés

1.8 Grands choix d’aménagement

Le choix des caractéristiques générales à donner à la chaussée résulte des données techniques, mais doit prendre en compte également certaines données juridiques que nous allons rappeler au préalable.

Il est clair également, pour des raisons d’homogénéité des caractéristiques, donc de sécurité et de confort de l’usager, qu’il faut raisonner par grands itinéraires.

Ce choix initial est traduit dans beaucoup de pays, dont la France, par un schéma directeur. C’est dans le cadre de ce schéma directeur que sont conçus les aménagements de chaque section.

1.8.1 Données juridiques

Le Code de la voirie routière, texte aussi fondamental pour les responsables de réseau que l’est le Code de la route pour les conducteurs, classe les routes, qu’elles soient nationales, départementales ou communales, en trois catégories :

- les autoroutes sont des routes sans croisement à niveau, accessibles seulement en des points aménagés à cet effet et réservées aux véhicules à moteurs immatriculés. Les propriétés riveraines des autoroutes n’ont pas d’accès direct à celles-ci ;
- les routes express sont des routes accessibles seulement en certains points, et qui peuvent être interdites à certaines catégories d’usagers (en général les bicyclettes et les engins agricoles). Les propriétés riveraines n’ont pas d’accès direct ;
- les autres routes pour lesquelles il n’existe ni limitation du droit d’accès aux riverains, ni restriction de la circulation pour certaines catégories de véhicules.

1.8.2 Données techniques et économiques

Il est clair que le classement dans les trois catégories précédentes induit des conséquences très importantes sur les conditions générales d’aménagement et donc sur les coûts.

La décision est à prendre par grands itinéraires sur la base des études économiques classiques en matière de choix des investissements.

Le but général est d’assurer un arbitrage optimal entre niveau de service et coût de l’aménagement.

Les principaux postes à prendre en compte dans l’optimisation sont les suivants : sécurité, capacité, coût d’aménagement.

1.8.2.1 Sécurité

On constate que le niveau de sécurité est très différent suivant les caractéristiques de la route. En rase campagne et pour des routes modernes, les ordres de grandeur suivants peuvent être retenus, le taux représentant le nombre de tués pour 100 millions de véh × km.

Type de route	Taux de tués
2 voies de 3,50 m	4,0
3 voies de 3,50 m	3,7
2 × 2 voies avec carrefours plans	3,1
Autoroutes	1,0

1.8.2.2 Capacité

La capacité d’une route, exprimée en trafic moyen journalier annuel (TMJA), n’est pas un chiffre absolu lié aux seules caractéristiques de la voie. Elle dépend également de la composition du trafic et de sa répartition dans le temps (journalière et saisonnière). De plus on ne passe pas brutalement d’une situation de circulation facile à une situation de blocage, mais par toute une série d’états intermédiaires.

En ce qui concerne la composition du trafic, on convertit généralement le trafic des camions en « unités de voitures particulières » (ou uvp) en utilisant un facteur d’équivalence. Ce niveau d’équivalence dépend de la géométrie générale de la chaussée et du niveau de service.

Le Highway Capacity Manual (HCM), référence des ingénieurs dans ce domaine, propose des facteurs d’équivalence suivants :

Type de route	Equivalence PL/VL
Route de plaine	2 à 3
Site vallonné	4 à 5
Site montagneux	7 à 12

En ce qui concerne l’influence du trafic sur les conditions de circulation, il a été montré par de très nombreux auteurs que, lorsque le débit augmente, la vitesse diminue et cela jusqu’à un point critique au-delà duquel il y a diminution simultanée du débit et de la vitesse.

On peut donc définir un débit maximal théorique, mais on ne l’obtient qu’aux prix d’une réduction sensible de la vitesse moyenne et il correspond à un régime très instable.

En régime continu et dans des conditions idéales, le HCM évalue à 2 000 véh/h environ le débit maximal d’une voie d’une chaussée unidirectionnelle et à 1 000 celui d’une voie d’une chaussée bidirectionnelle.

Pour une route bidirectionnelle à 3 voies, il l’évalue à 4 000 au total pour les deux directions, ce chiffre diminuant sensiblement dès que la visibilité se réduit.

Le débit maximal conduit à des niveaux de service très dégradés. Les vitesses sont faibles, les arrêts fréquents. On constate des « coups d’accordéon » liés à l’instabilité de la courbe débit-vitesse au voisinage du maximum. De telles conditions de circulation ne sont tolérables en rase campagne qu’à l’occasion des grandes pointes annuelles de trafic.

L’ICTAAL estime à 1 800 uvp/h le débit de saturation de la voie la plus chargée des autoroutes et recommande qu’il ne soit pas dépassé pendant les 20 années suivant la mise en service, avec une exception pour les autoroutes à forte pointe saisonnière.

Dans les conditions françaises moyennes et pour un pourcentage de poids lourds de 15 % du trafic total, on peut retenir les ordres de grandeur du tableau 3 pour les seuils de trafic moyen journalier annuel à partir desquels les phénomènes de saturation risquent d’apparaître.

Tableau 3 – Seuils de trafic moyen journalier annuel à partir desquels les phénomènes de saturation risquent d’apparaître pour une route « moyenne » (en uvp/j)	
Pourcentage des poids lourds	15 %
Route bidirectionnelle à 2 voies (largeur : 7 m)	11 000
Route bidirectionnelle à 3 voies (largeur : 10,5 m)	14 700
Route express à 2 × 2 voies à carrefours à niveau par sens de circulation	13 200
Route express à 2 × 2 voies à carrefours dénivelés par sens de circulation	17 000
Autoroute à 2 × 2 voies par sens de circulation	23 000

1.8.2.3 Coût d’aménagement

Il est différent suivant qu’il s’agit de l’aménagement d’une route existante ou de la réalisation d’une route neuve. Il est également très influencé par la nature des sols et par le relief, et encore plus par les conditions générales de site (urbain ou rase campagne).

Chaque cas particulier doit donc faire l’objet d’un examen spécifique.

1.8.3 Schéma directeur routier national français

On a souligné que les caractéristiques d'une route devaient être homogènes sur de longues sections, pour éviter que les conducteurs ne soient perturbés par des changements incessants et conduits à des comportements dangereux. Le trafic est, de plus, relativement homogène dans les grands couloirs de circulation.

Pour cette double raison il a paru souhaitable, pour le réseau routier national, d'établir un « schéma directeur » qui définit les conditions d'aménagement à long terme de chacune des routes nationales. Approuvé par décret, sur proposition du Comité international à l'aménagement du territoire, ce schéma directeur est un document fondamental pour les responsables du réseau routier national.

La figure 7 reproduit la partie de ce schéma directeur relative aux autoroutes, aussi bien à péage que gratuites, à la date de rédaction de cet article.

1.9 Autoroutes de liaison

Par les débits qu'elles peuvent écouler, la vitesse des déplacements qu'elles autorisent et leur niveau élevé de sécurité, les autoroutes jouent un rôle privilégié en matière d'aménagement du territoire.

Elles font l'objet d'une codification très stricte portant à la fois sur leurs caractéristiques géométriques et sur tous les aménagements permettant un bon service à l'utilisateur.

Cette codification est définie dans l'ICTAAL, déjà citée, dont la dernière édition a été publiée en octobre 1985. Cette nouvelle édition a fortement assoupli les contraintes imposées par l'édition précédente de mars 1971.

Ces évolutions, qui tirent parti de l'expérience acquise sur plusieurs milliers de kilomètres déjà réalisés, vont dans le sens de projets plus économiques tout en présentant le même niveau de sécurité. C'est ainsi que la vitesse de référence V_{r140} (140 km/h) a disparu, qu'une vitesse de référence V_{r80} a été introduite, qu'on admet une largeur de 2,50 m pour la bande d'arrêt d'urgence des autoroutes les moins circulées.

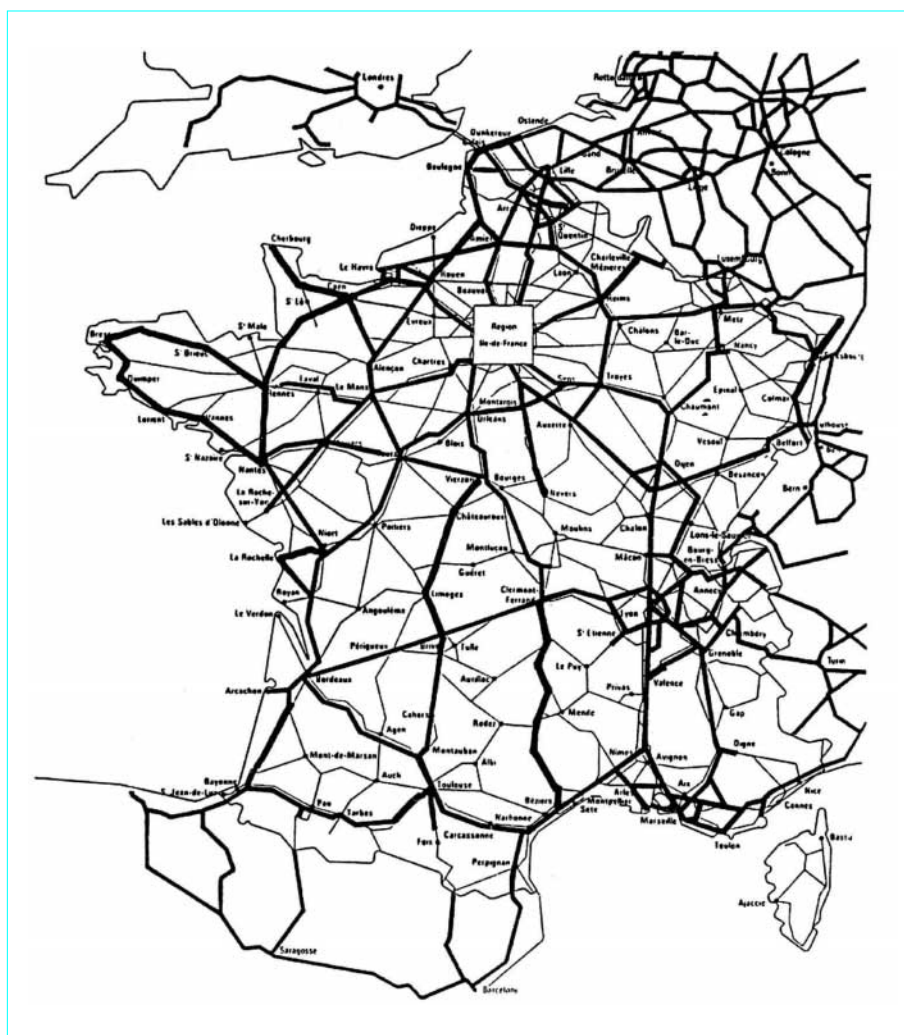


Figure 7 – Autoroutes prévues
au schéma directeur national de 1992
(total : 12 120 km)

Le plus grand éloignement des stations-service permet, pour les autoroutes à trafic modéré, une meilleure rentabilité et donc un prix de vente des carburants moins élevé. L'accroissement de l'autonomie de route des véhicules modernes rend ce plus grand éloignement acceptable.

1.9.1 Principales caractéristiques géométriques

Trois vitesses de référence sont admises, 80, 100 et 120 km/h, auxquelles correspond un classement des autoroutes en trois catégories : L80, L100 et L120.

La catégorie L80 est réservée aux sites particulièrement difficiles. Le choix de la catégorie L100 doit être justifié par une étude économique. Dans tous les cas, les sections successives de chaque catégorie doivent avoir une longueur d'au moins une dizaine de kilomètres, les zones de transition entre catégories devant faire l'objet d'un soin particulier.

Les caractéristiques du tracé en plan et du profil en long sont celles du tableau 2, les valeurs des rayons proches des minimums du tableau ne devant être utilisées qu'exceptionnellement, lorsque toute autre solution se révèle trop onéreuse.

Tous les points particuliers doivent être visibles à une distance de perception dont les valeurs sont les suivantes :

Catégorie	Distance minimale de perception
L80	230 m
L100	320 m
L120	430 m

Du point de vue du profil en travers (figure 2) :

- la largeur normale de BDG (Bande Dérasée de Gauche) est de 1 m, mais peut être réduite dans certains cas particuliers ;
- la largeur du TPC (Terre Plein Central) peut être limitée à la dimension minimale nécessaire au bon fonctionnement du dispositif de retenue qu'il supporte. Dans les zones où il est revêtu, la largeur du TPC peut en conséquence aller de 2,50 à 3 m. Il est toutefois conseillé, pour éviter la monotonie, de prévoir sur 20 % de la longueur des sections de 2 à 4 km de TPC de 5 m de large au moins comportant des plantations ;
- la largeur de la BAU (Bande d'Arrêt d'Urgence) doit être de 3 m si le trafic de poids lourds à la mise en service est supérieur à 1 500 véh/j et de 2,5 m dans le cas contraire. Cette BAU, dont la largeur est mesurée depuis le bord intérieur du marquage de rive, intègre une sur largeur de chaussée de 0,25 m, de structure identique à cette dernière.

Des réductions supplémentaires de largeur des différents éléments précédents peuvent être envisagées dans les cas exceptionnels, notamment dans les zones à relief difficile ou sur de grands ouvrages d'art. De telles dérogations aux normes ne peuvent cependant être adoptées qu'après une analyse technique et économique approfondie.

Sur les autoroutes à 2 × 2 voies, une voie supplémentaire peut être aménagée dans les sections en rampe, lorsque leur longueur et leur déclivité sont telles que la vitesse des véhicules lents est réduite à moins de 50 km/h.

Cette voie supplémentaire a la même largeur que les voies élémentaires, soit 3,50 m. Depuis les instructions de 1985, on la place normalement à gauche de la chaussée. La longueur du biseau de raccordement est de 250 m.

1.9.2 Dispositif de retenue

Du fait de la vitesse des véhicules, les accidents par franchissement du TPC ou par sortie de chaussée peuvent être très graves. C'est la raison pour laquelle l'équipement en dispositif de retenue est d'une grande importance.

Tous les TPC de largeur inférieure à 12 m doivent être équipés. Les accotements doivent l'être dans les zones en remblai lorsque la hauteur de celui-ci dépasse 4 m, ou 1 m en cas de dénivellation brutale (mur de soutènement, ouvrage d'art).

1.9.3 Aires annexes

Ce sont les aires qui permettent d'accueillir les usagers. Elles sont classées en trois catégories :

- les aires de service principales dont l'équipement peut être entièrement développé, tant en ce qui concerne la distribution des carburants et la réparation des véhicules que les parcs de stationnement et les lieux d'accueil (restaurants, motels et hôtels, bureaux de tourisme, etc.) ;
- les aires de service normales qui assurent le stationnement, le ravitaillement des véhicules, quelques réparations courantes et des prestations commerciales légères (alimentation...) ;
- les aires de repos proprement dites destinées au stationnement des véhicules, au repos et à l'agrément des usagers, à l'exclusion de toutes prestation commerciale.

Les intervalles entre les aires sont au plus :

- de 15 km (toutes aires) et 45 km (aires de service) si le trafic à terme est élevé ;
- de 30 km (toutes aires) et 60 km (aires de service) si le trafic est modéré, une alternance pouvant être celle d'aires de service à un intervalle de 45 km avec une exploitation commune aux deux sens.

1.9.4 Plates-formes de péage

Les autoroutes françaises sont, pour la plupart, concédées et équipées de postes de péage.

Les plates-formes de péage sont constituées par un élargissement progressif des chaussées jusqu'aux voies de contrôle. La largeur libre d'une voie de contrôle est normalement de 2,90 m.

Le nombre de voies de contrôle est fonction de l'intensité et de la distribution du trafic et résulte donc de l'analyse détaillée de chaque cas. Il dépend également du débit maximal des voies qu'on évalue :

- pour un système fermé, à 350 véh/h en voie d'entrée et à 120 à 150 véh/h en voie de sortie ;
- en système ouvert classique, à 300 à 350 véh/h.

Le développement récent du télépéage, dans lequel un dispositif embarqué dans le véhicule charge des informations avec un dispositif au sol, ce qui permet soit de décharger une carte à préchargement, soit de communiquer le compte à débiter, doit permettre des accroissements substantiels des chiffres ci-avant, puisque les véhicules n'auront plus à s'arrêter.

Le télépéage sera particulièrement utile pour les autoroutes à péage urbain, pour lesquels l'espace disponible pour les installations de péage est limité et les débits à écouler très importants.

2. Sols de fondation et couches de forme

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

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

- elle doit offrir une assise convenable pour le compactage des couches de chaussée et doit donc être suffisamment rigide ;

— cette rigidité ne doit pas se détériorer pendant la période qui sépare l'exécution des terrassements et la réalisation de la chaussée ; elle doit donc être peu sensible aux intempéries ;

— elle participe, par sa rigidité, au fonctionnement de la chaussée ; une meilleure plate-forme autorise une chaussée moins épaisse, donc moins coûteuse ;

— si, compte tenu de l'épaisseur de la chaussée, le front de gel risque de pénétrer à l'intérieur du sol de fondation, celui-ci ne doit pas être gélif.

Pour répondre à ces exigences, on est conduit à apporter une attention particulière au choix du sol de fondation et souvent même à prévoir, en partie supérieure des terrassements, une couche particulière, appelée couche de forme, dont les qualités sont intermédiaires entre celles du sol et celles de la chaussée.

Ce choix se fait sur la base des résultats de l'étude géotechnique dont l'objet est de recenser et de caractériser les sols rencontrés sur le tracé. Compte tenu de la grande diversité et de l'hétérogénéité des sols naturels, on s'efforce de les regrouper en familles homogènes. Sur la base de ces regroupements, on définit l'affectation de chaque catégorie de sol dans le cadre de l'exécution des terrassements et l'on sélectionne notamment ceux que l'on souhaite réserver pour la partie supérieure des terrassements et pour la couche de forme.

2.1 Classification des sols

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

2.1.1 Analyse granulométrique

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

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

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

2.1.2 Sensibilité à l'eau

Ce sont essentiellement les caractéristiques physico-chimiques des fines qui déterminent la sensibilité à l'eau des sols.

Les principaux essais utilisés pour la caractériser sont les suivants.

2.1.2.1 Limites d'Atterberg

Lorsqu'on fait croître progressivement la teneur en eau d'un sol préalablement séché et pulvérisé, il passe d'un état solide ou très consistant à rupture fragile à un état plastique (grandes déformations sans rupture) puis à l'état liquide.

Les propriétés du sol sont caractérisées par deux seuils de teneur en eau :

— la **limite de liquidité** w_L qui marque le passage de l'état quasi liquide à l'état plastique. Elle est mesurée à l'aide de la coupelle de Casagrande dans laquelle on place une certaine quantité de sol à une teneur en eau déterminée. Une rainure est pratiquée sur toute

l'épaisseur du sol. Par des chocs normalisés, on amène la rainure à se refermer. La limite de liquidité est la teneur en eau qui correspond à sa fermeture en 25 chocs ;

— la **limite de plasticité** w_P qui est la teneur en eau à partir de laquelle le sol commence à s'émietter lorsqu'on le roule en fils de faible diamètre (environ 3 mm).

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

$$I_P = w_L - w_P$$

Cet indice est d'autant plus élevé que le matériau est plus « plastique », au sens commun du terme comme du point de vue de son comportement en cours de terrassement.

La classification décrite ci-après distingue les seuils suivants :

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

2.1.2.2 Équivalent de sable

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

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

On calcule ensuite :

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

Les valeurs obtenues s'échelonnent de 0 à 100.

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

2.1.2.3 Essai au bleu de méthylène

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

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

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

L'essai s'effectue sur une suspension du sol dans de l'eau, soumise à une agitation permanente, et à laquelle on ajoute des quantités croissantes de solution de bleu de méthylène.

On recherche la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer le sol, cette saturation est indiquée par le test de la tache. Il consiste à prélever une goutte de suspension que l'on dépose sur un papier filtre. La tache ainsi formée se compose d'une partie centrale de sol coloré entourée d'une zone humide incolore. Le début de la sursaturation est marqué par une coloration de l'auréole.

La valeur au bleu désignée par VB_s est le nombre de grammes de bleu de méthylène nécessaire pour saturer 100 g de fines inférieures à $0,08 \text{ mm}$.

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

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

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

2.1.3 Paramètres d’état

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

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

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

Ce dernier paramètre est tout à fait fondamental et la Recommandation pour les terrassements routiers [3], ou RTR, document de base publié par le LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) et le SETRA (Service d’Études Techniques des Routes et Autoroutes), propose de prendre en compte 5 états hydriques qui sont utilisés dans l’évaluation de l’aptitude des sols au compactage :

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

Le classement suivant l’état hydrique se base sur les paramètres suivants :

- la position de la teneur en eau naturelle w_n par rapport à la teneur en eau de l’optimum Proctor normal (§ 2.1.5.1) :

$$\frac{w_n}{w_{opt}}$$

- la position de la teneur en eau naturelle par rapport aux limites, qui s’exprime par l’indice de consistance I_c :

$$I_c = \frac{w_L - w_n}{I_P}$$

- l’Indice Portant Immédiat IPI qui exprime la valeur du poinçonnement CBR (§ 2.1.5.2) mesuré sans surcharge ni immersion sur une éprouvette du sol compacté à l’énergie Proctor normal et à sa teneur en eau naturelle.

2.1.4 Systèmes de classification des sols

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

Dans le domaine routier, la classification qui s’est imposée en France est celle qui a été présentée par la *Recommandation pour les Terrassements Routiers* (RTR) déjà citée. La première édition de ce document a été publiée en 1976 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Il a été révisé en 1992, le principe de la classification ayant été repris parallèlement dans le projet de norme NF P 11-300.

C’est de cette dernière version qu’est extraite la figure 8 relative aux matériaux naturels.

Ce document propose parallèlement une classification des déchets de démolition et sous-produits industriels divers utilisés dans la route.

2.1.5 Essais spécifiques

Ils ont pour but de déterminer :

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

2.1.5.1 Essai Proctor

Il a pour but de simuler l’évolution du sol au cours du compactage et de déterminer, pour une énergie de compactage déterminée, la teneur en eau qui permet d’obtenir la densité sèche maximale.

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

L’essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à des teneurs en eau croissantes. On détermine ainsi plusieurs points de la courbe représentative des densités sèches en fonction des teneurs en eau. On trace alors la courbe en interpolant entre les points expérimentaux. Elle présente un maximum dont l’abscisse est la teneur en eau de l’optimum Proctor, et l’ordonnée la densité sèche Proctor.

Deux variantes de l’essai Proctor sont couramment pratiquées.

L’essai **Proctor normal** rend assez bien compte des énergies de compactage pratiquées pour les remblais.

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

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

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

Les dimensions des moules sont les suivantes :

	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)
Moule Proctor	101,6	117
Moule CBR	152	127

La dame « Proctor normal » pèse 2,4 kg et sa hauteur de chute est de 30,5 cm.

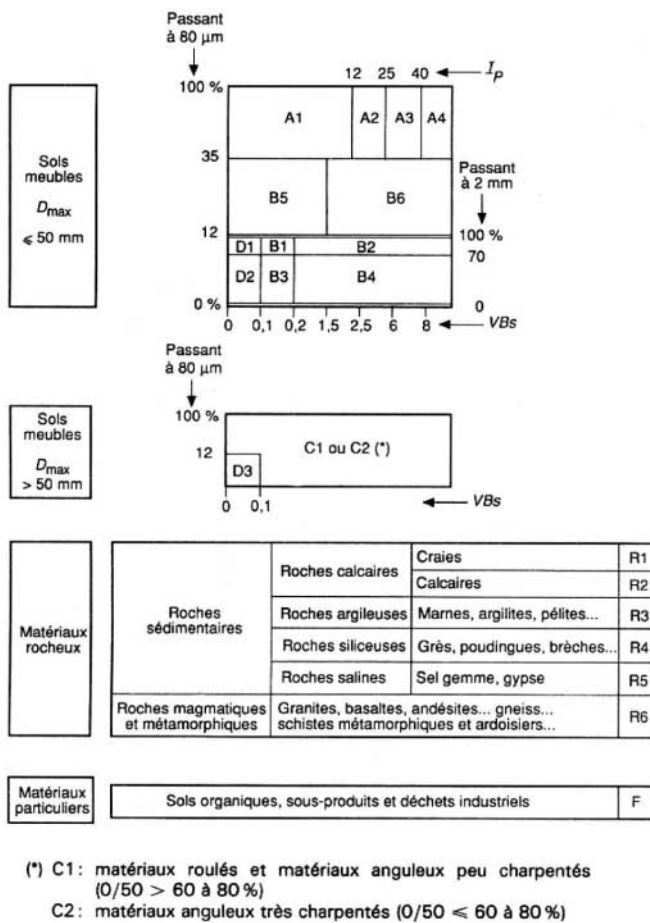


Figure 8 – Nouvelle classification française RTR

La dame « Proctor modifié » pèse 4,535 kg et sa hauteur de chute est de 45,7 cm.

Dans l'essai Proctor normal, l'énergie de compactage est appliquée au sol en 3 couches de 25 coups de dame dans le moule Proctor ou en 3 couches de 55 coups de dame dans le moule CBR.

Dans l'essai Proctor modifié, le nombre de coups est le même, mais le sol mis en place est en 5 couches.

La figure 9 donne un exemple de courbe obtenue dans les deux essais. On a représenté également la courbe de saturation. On constate, et c'est une règle générale, que l'optimum Proctor modifié correspond à une masse volumique du sol sec supérieure et à une teneur en eau plus faible que celle de l'essai Proctor normal.

2.1.5.2 Essai CBR

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

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

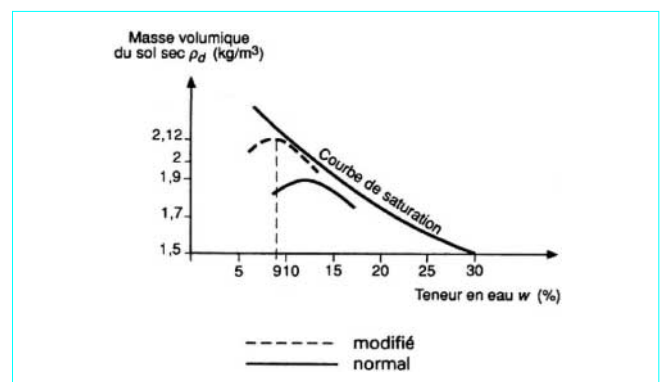


Figure 9 – Exemple de courbes Proctor normal et modifié

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

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

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

On détermine l'évolution de la pression appliquée en fonction de l'enfoncement. Si $p_{2,5}$ et p_5 sont respectivement les pressions nécessaires pour réaliser des enfoncements de 2,5 et 5 mm, le CBR est par définition la plus grande des deux valeurs :

$$\frac{p_{2,5}}{0,7} \text{ et } \frac{p_5}{1,05}$$

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

L'essai peut être également réalisé *in situ*, sur le sol support d'une chaussée en service, pour en dimensionner le renforcement. On doit alors disposer d'un camion pour servir d'appui au vérin et la surface à soumettre à l'essai doit être unie et débarrassée de tous les matériaux meubles.

2.1.5.3 Relation entre Proctor, CBR et teneur en eau

De façon à apprécier plus complètement le comportement du matériau en fonction des conditions climatiques, il est recommandé de réaliser l'essai CBR avec des énergies de compactage et des teneurs en eau différentes.

La figure 10 représente, pour un même matériau, les résultats du CBR en relation avec le Proctor normal :

- courbe de compactage pour trois énergies différentes ;
- courbes de variation de l'indice CBR en fonction de la teneur en eau pour chaque énergie de compactage ;
- courbe de variation de la masse volumique du sol sec ρ_d en fonction des indices CBR pour trois teneurs en eau.

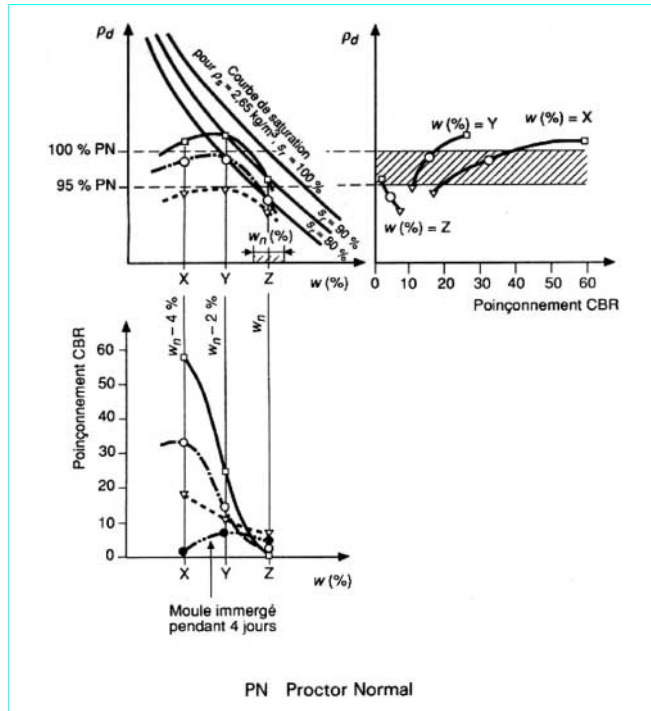


Figure 10 – Relations entre Proctor, CBR et teneur en eau

On a également représenté sur les courbes la plage de teneur en eau naturelle, qui permet de situer le comportement prévisible du sol sur le chantier.

L'expérience a montré que, en fonction de l'indice de portance immédiate IPI :

- le matériau est stable sous la circulation des compacteurs et engins de chantier lorsque $IPI > 50$;
- le matériau est instable lorsque $IPI < 25$.

Bien entendu ce comportement peut être amélioré par des mesures appropriées : séchage, traitement, etc.

2.1.5.4 Essai à la plaque

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

La mesure de la déflexion W (figure 11) permet de calculer le module de déformation par la formule :

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

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

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

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

E_{v2} est bien représentatif du comportement du sol sous la chaussée et peut être pris en compte pour son dimensionnement.

K est caractéristique du niveau de compactage atteint par le sol.

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

2.2 Effets du gel sur les sols

2.2.1 Phénomène de gel

Le gel des sols constituant la plate-forme de la chaussée peut entraîner des conséquences redoutables et la protection contre le gel est un des objectifs importants du dimensionnement des chaussées.

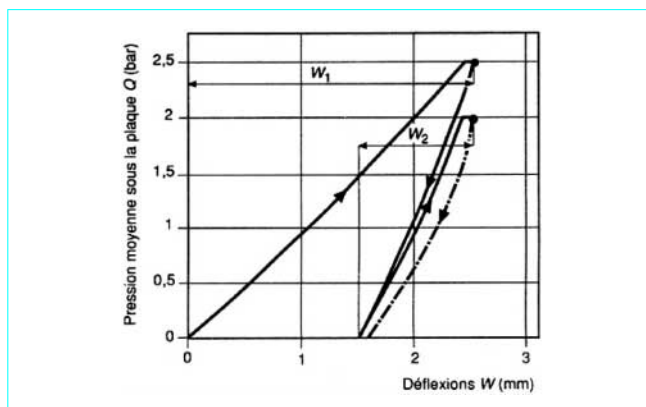


Figure 11 – Essai à la plaque

Si le sol de fondation est gélif et si le gel, par son intensité et sa durée, est suffisant pour pénétrer en dessous de la chaussée, il se produit une succion de l'eau vers la zone gelée, au détriment des zones profondes. Cette eau se concentre sous forme de lentilles de glace qui morcellent le sol. La teneur en eau devient très importante et il se produit un gonflement qui provoque une fissuration de la chaussée.

Au dégel, la chaussée repose sur un sol à très haute teneur en eau, qui a perdu toute consistance. On risque alors une destruction totale de la chaussée sous l'effet du trafic.

Une des façons de se prémunir contre l'effet du trafic est d'interdire la circulation de poids lourds dépassant une certaine charge. C'est le principe des barrières de dégel, qui, si elles sont efficaces quand elles sont bien respectées, entraînent pour les régions où elles sont appliquées des pertes économiques considérables. On s'efforce donc, au moins pour les grands axes, à ne pas avoir à utiliser une méthode aussi extrême.

Pour supprimer ou au moins réduire les effets du gel sur les chaussées, deux solutions sont possibles. La première, qui sera décrite au paragraphe 5.5, consiste à donner à la chaussée une épaisseur suffisante. La deuxième consiste à n'utiliser pour la plate-forme que des sols non gélifs, ou à les rendre non gélifs par un traitement approprié.

Il faut, dans la deuxième solution, être capable d'évaluer la sensibilité au gel des sols.

Cette sensibilité au gel peut revêtir trois aspects :

- une sensibilité globale, c'est-à-dire une propension à se gorger d'eau par le phénomène de cryosuccion décrit ci-avant ;
- une sensibilité des granulats qui constituent le sol ; certaines roches poreuses ont en effet tendance à se fragmenter ou à se microfissurer sous l'effet du gel ;
- on peut rapprocher de ce dernier mécanisme le cas des matériaux traités aux liants hydrauliques, dans lesquels le gel peut provoquer la rupture des liaisons intergranulaires créées par la prise.

2.2.2 Essai de gonflement au gel

L'essai de gonflement au gel, qui permet de caractériser la sensibilité au gel du sol, est pratiqué sur le dispositif de la figure 12.

L'éprouvette de sol soumise à l'essai a un diamètre de 4,9 cm et une hauteur de 20 cm. Elle est placée dans une cellule en Plexiglas entourée par une chambre à vide et par une chemise maintenue à une température voisine de 0 °C afin de limiter les échanges thermiques avec l'extérieur. Aux extrémités de l'éprouvette, les pistons imposent les températures voulues.

Le piston inférieur, fixe, permet d'alimenter en eau l'échantillon. Le piston supérieur, libre, impose la température la plus basse et permet de mesurer le gonflement de l'éprouvette.

La base de l'éprouvette est soumise à une température de -6 °C et alimentée en eau.

On constate que le gonflement de l'éprouvette varie de façon sensiblement linéaire avec la racine carrée de l'indice de gel.

L'indice de gel est le produit du temps par la température négative. Il est compté dans cet essai en °C · h (pour le dimensionnement des chaussées, l'indice de gel est mesuré en °C · j).

La **susceptibilité au gel** est caractérisée par la valeur de la pente :

$$\text{gonflement (en mm)} / \sqrt{\text{indice de gel (en } ^\circ\text{C} \cdot \text{h})}$$

Trois classes de **sensibilité au gel** sont ainsi définies :

Susceptibilité (mm/√°C · h)	0	0,05	0,4
Sensibilité au gel	non gélif	peu gélif	très gélif

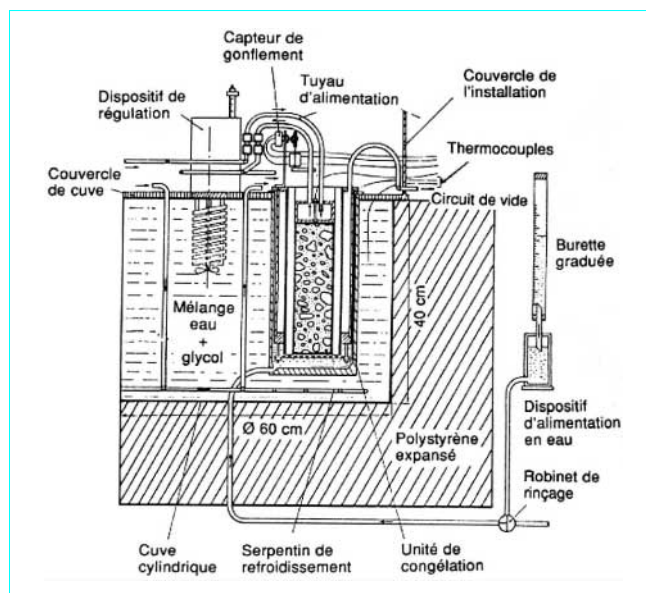


Figure 12 – Mesure de la sensibilité au gel

Dans l'appréciation de la sensibilité au gel d'une plate-forme, il faut également tenir compte de l'environnement hydrique général. Pour qu'elle se manifeste effectivement en place, il faut en effet, par ailleurs, une forte teneur en eau initiale et une possibilité d'alimentation.

2.3 Couches de forme

Comme il a été dit au paragraphe 2, le souci de faire reposer la chaussée sur une plate-forme de qualité a conduit dans un premier temps à réserver, pour la partie supérieure des terrassements, les meilleurs matériaux rencontrés sur le tracé, puis à faire émerger la notion de couche de forme.

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

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

À court terme, elle doit permettre de mettre en place, dans de bonnes conditions, les couches de chaussée et doit présenter des qualités d'uni, de résistance aux intempéries, de portance vis-à-vis des engins approvisionnant les matériaux de la couche de fondation.

À long terme, elle doit procurer une portance homogène, être peu sensible aux fluctuations de l'état hydrique du sol, assurer la protection thermique des sols supports gélifs, contribuer au drainage de la chaussée.

La couche de forme assure, de fait, une transition entre le sol en place ou rapporté et la chaussée. Elle tend à devenir un des éléments de la chaussée, tout autant qu'une partie des terrassements.

Un effet significatif ne peut, à l'évidence, être obtenu que si l'épaisseur de la couche de forme est suffisante.

2.3.1 Critères à satisfaire

Dans tous les cas, un matériau ne pourra être employé en couche de forme que s'il est ou s'il a été rendu insensible à l'eau, non gélif, d'une résistance mécanique en rapport avec la circulation de chantier. La dimension des plus gros éléments doit être compatible avec le réglage recherché.

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

Le module E_{v2} déterminé à la plaque au moment de la mise en œuvre des couches de chaussée doit être supérieur à 50 MPa.

L'épaisseur de la couche de forme doit être suffisante, son dimensionnement étant lié à celui du sol qui constitue la partie supérieure des terrassements. La Recommandation pour les terrassements routiers [3] donne à ce sujet des indications très précises.

2.3.2 Amélioration des matériaux pour couches de forme

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

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

■ Actions sur la granularité

Elles peuvent viser soit à éliminer la fraction fine sensible à l'eau, mais l'opération est alors délicate et coûteuse, soit à éliminer la fraction grossière qui gêne une mise en œuvre correcte.

On retient en général les dimensions maximales suivantes :

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

■ Actions sur l'état hydrique

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

■ Traitement

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

Le paragraphe 2.4 est consacré à cette technique d'amélioration qui joue un rôle de plus en plus important.

■ Protection superficielle

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

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

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

2.4 Traitement des couches de forme à la chaux et au ciment

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

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

Le traitement peut être réalisé :

- à la chaux seule, pour les sols argileux et très argileux ;
- au ciment seul (ou matériau hydraulique équivalent) pour les sols peu ou pas argileux ;
- à la chaux et au ciment dans le cas des sols moyennement argileux.

2.4.1 Traitement à la chaux

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

La vitesse de formation de ces silicates et aluminates dépend du type d'argile contenue dans le sol, mais reste faible. Il faut plusieurs années pour atteindre une résistance notable.

La chaux vive est la plus active et la plus utilisée, les dosages habituels étant de l'ordre de 1 à 3 %. Elle produit les effets suivants :

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

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

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

2.4.2 Traitement au ciment

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

On recommande d'utiliser pour le traitement des ciments de type normalisé CPJ ou CLK, mais on utilise également très couramment des CPA (article *Variétés de bétons et constituants* [C 2 210] dans ce traité).

Le traitement au ciment seul est bien adapté aux sols peu ou non plastiques.

Les dosages habituellement utilisés sont de l'ordre de 4 à 7 %.

Un tel traitement peut permettre d'obtenir des couches de forme très performantes et même des couches de fondation pour des chaussées à trafic modéré.

2.4.3 Essais de laboratoire sur les sols traités

Tout spécialement lorsqu'ils sont destinés à la réalisation de couches de forme, les matériaux traités à la chaux et au ciment doivent faire l'objet d'études préalables très approfondies.

Ces études comportent notamment :

- des essais Proctor pour différents dosages du produit de traitement ;

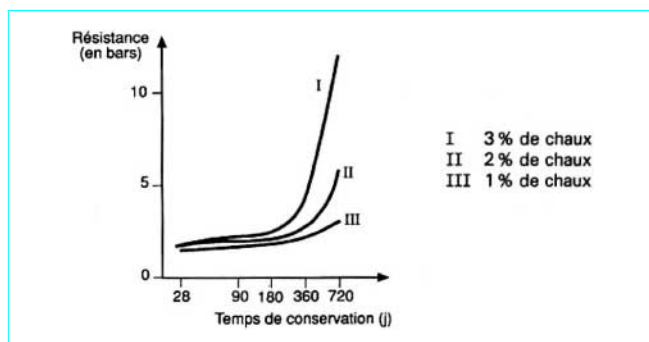


Figure 13 – Évolution de la résistance à la compression simple en fonction du temps de conservation pour les limons traités à la chaux

- des essais CBR immédiat pour différents dosages et différentes teneurs en eau ;
- des essais de gonflement au gel pour différents dosages et différentes durées de conservation ;
- la mesure de la résistance à la compression et du module d'élasticité E pour différents dosages et différentes durées de conservation.

La figure 13 présente des exemples de courbes caractéristiques obtenues sur un limon traité à la chaux.

3. Matériaux utilisés dans les assises de chaussées

On entend ici par assises de chaussées les couches de matériaux qui constituent le corps de chaussée, au sens de la figure 14, en excluant donc les couches de surface. Les assises jouent un rôle structural. Elles réduisent les contraintes exercées sur le sol de fondation.

3.1 Graves non traitées

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

Une grave non traitée est un mélange à granularité continue, de cailloux, de graviers et de sable, avec généralement une certaine proportion de particules plus fines.

Pour pouvoir être mise en œuvre dans de bonnes conditions et jouer correctement son rôle dans la chaussée, la grave non traitée doit répondre à un certain nombre de conditions.

3.1.1 Granularité

Elle est caractérisée :

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

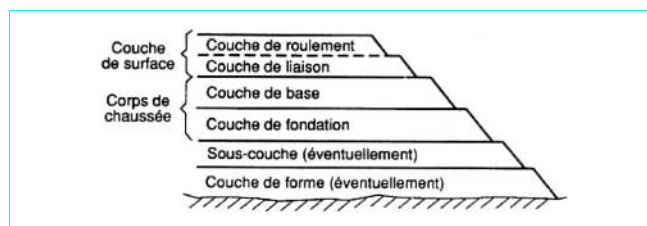


Figure 14 – Coupe type d'une chaussée

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

Une compacité élevée assure une bonne stabilité et une bonne résistance à l'orniérage sous charges répétées, elle limite l'attrition des grains, elle augmente le module d'élasticité E et assure un meilleur étalement des charges sur le sol de fondation.

Une courbe granulométrique bien « pleine » limite également la ségrégation.

Le fascicule 25 du Cahier des Clauses Techniques Générales (CCTG) [4] préconise plusieurs fuseaux de spécification qui répondent à ces conditions.

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

3.1.2 Angularité et forme

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

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

3.1.3 Propreté

C'est un élément essentiel de la stabilité par temps humide. On l'apprécie par l'essai d'équivalent de sable (§ 2.1.2.2) et, en fonction du nombre de poids lourds par jour et par voie, on retient les seuils suivants :

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

3.1.4 Dureté

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

On se base sur l'essai Los Angeles pour évaluer la résistance à la fragmentation et sur l'essai Microdeval en présence d'eau pour la résistance à l'attrition (article *Granulats et liants routiers* [C 903] dans ce traité).

On admet les limites suivantes :

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

3.1.5 Conditions d’élaboration

Il existe dans la nature des gisements alluvionnaires dont la courbe granulométrique est à peu près satisfaisante, après éventuellement élimination des plus gros éléments.

On peut alors les utiliser tels quels, mais seulement pour les chaussées à faible trafic car ils ne comportent que des granulats roulés. Leur teneur en fines et leur propreté sont, de plus, souvent erratiques et peuvent conduire à des déboires, même pour des routes peu circulées.

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

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

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

3.2 Graves et sables
traités aux liants hydrauliques

Quelle que soit leur qualité, les graves non traitées ont l’inconvénient d’avoir un module *E* faible, et d’ailleurs dépendant de celui du sol support. Elles répartissent assez mal les charges sur le sol de fondation et ne peuvent convenir que pour les chaussées à faible trafic ou pour certaines utilisations particulières. Les ingénieurs ont donc cherché des techniques de traitement permettant de rigidifier. Les premières tentatives ont porté sur l’utilisation de ciment. On a ensuite expérimenté l’utilisation de laitier granulé seul, puis additionné d’un catalyseur de prise. Les techniques de traitement aux liants hydrauliques ont ensuite été étendues à l’utilisation de mélanges de cendres volantes et de chaux, puis de pouzzolanes et de chaux.

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

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

On utilise pour le traitement les différents liants hydrauliques évoqués dans l’article *Granulats et liants routiers* [C 903]. Leur dosage est défini au cours de l’étude de laboratoire et se situent généralement dans les fourchettes définies par le tableau 4.

Il convient de faire au sujet de ce tableau les remarques suivantes :

- pour les graves-laitier on ajoute 1 % d’activant de prise qui peut être soit de la chaux, soit un activant sulfatique. Il s’agit dans ce cas d’un produit à base de gypse et d’une base (soude ou chaux) qui, à l’activation sodique ou calcique, ajoute une réaction sulfatique qui produit du trisulfoaluminate de calcium ou ettringite, avec un accroissement des résistances obtenues ;
- le liant cendres volantes (silico-alumineuses)-chaux est un mélange de 80 % de cendres volantes avec 20 % de chaux éteinte (ou 86 % avec 14 % de chaux vive) ;
- le mélange pouzzolane-chaux contient de 11 à 15 % de chaux quand la teneur en fines varie de 6 à 18 %.

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

La figure 15 donne à titre d’illustration les plages habituelles d’évolution des modules. La résistance à la traction ou la résistance à la compression suivent des courbes analogues.

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

Pour les graves-ciment le souci d’avoir un délai de maniabilité suffisant (6 à 12 h) peut conduire à ajouter un retardateur de prise.

La grave qui entre dans le traitement doit donc avoir des caractéristiques appropriées qui se caractérisent, comme pour les graves traitées, par la granularité, l’angularité et la dureté des granulats.

Tableau 4 – Dosages en liants moyens admissibles (dosage pondéral par rapport au mélange sec grave plus liant)	
Laitier granulé	8 à 20 % suivant réactivité des laitiers et nature de l’activant de prise
Laitier (granulé ou bouleté) prébroyé	8 à 15 %
Ciments	3 à 4 %
Liants spéciaux à usage routier	3,5 à 5 %
Cendres hydrauliques	3,5 à 4 %
Cendres volantes-chaux (reconstitué à la centrale)	10 à 15 %
Pouzzolanes-chaux (reconstitué à la centrale)	15 à 25 % suivant la classe des pouzzolanes et la nature pétrographique de la grave

Les fuseaux granulométriques sont définis par le fascicule 25 du CCTG déjà cité [4] et dans les Directives de la Direction des Routes relatives aux assises traitées. La dimension maximale spécifiée pour D est de 20 mm, ce qui facilite le malaxage et réduit la ségrégation au transport et à la mise en œuvre.

Les caractéristiques des granulats doivent satisfaire aux conditions du tableau 5, en fonction des classes de trafic.

Tableau 5 – Caractéristiques des granulats destinés aux assises traitées aux liants hydrauliques et pouzzolaniques				
Trafic	Poids lourds/jour (véh./jour)	Caractéristiques	Couche de fondation	Couche de base et renforcement
T ₃ et moins	< 25 (< 500)	LA	≦ 40	≦ 40
		MDE	≦ 35	≦ 35
		ES	≧ 30	≧ 30
T ₃	25 à 150 (500 à 3 000)	IC	≧ 30	≧ 30
		LA	≦ 40	≦ 30
		MDE	≦ 35	≦ 25
		ES	≧ 30	≧ 40
T ₂	150 à 300 (3 000 à 6 000)	IC	≧ 30	≧ 60
		LA	≦ 40	≦ 30
		MDE	≦ 35	≦ 25
		ES	≧ 30	≧ 40
T ₁ et T ₀	> 300 (> 6 000)	IC	≧ 30	100
		LA	≦ 40	≦ 30
		MDE	≦ 35	≦ 25
		ES	≧ 30	≧ 40
IC : indice de concassage (en %). LA : coefficient Los Angeles. MDE : Microdeval humide. ES : équivalent de sable.				

3.2.2 Caractéristiques du matériau traité

L'étude de laboratoire permet d'optimiser les principales caractéristiques du mélange. Elle permet de déterminer la courbe granulométrique de la grave traitée, les dosages en liants et adjuvants, la teneur en eau et la masse volumique de référence.

On se base pour cela sur deux essais principaux :

- l'essai Proctor modifié ;
- l'essai de traction direct LCPC qui permet de déterminer sur éprouvettes la résistance en traction R_t et le module sécant E_t à 30 % de la charge de rupture.

Ces caractéristiques sont déterminées sur des éprouvettes conservées pendant 360 j en étui étanche à une température de 20 °C.

De R_t et de E_t on déduit l'indice de qualité élastique IQE . C'est l'épaisseur du matériau qui, posé sur un massif semi-indéfini de module d'élasticité 100 MPa, se rompt après 106 chargements sous un essieu de 130 kN. Les spécifications sont celles du tableau 6.

On effectue généralement un certain nombre d'essais complémentaires qui permettent d'affiner l'analyse :

- détermination du délai de maniabilité ;
- essai de compression simple aux jeunes âges (7 à 28 j) ;
- essai de gel-dégel ;
- résistance à l'immersion.

3.2.3 Sables traités

Les sables qui entrent dans la composition des sables traités ne résultent pas d'un processus d'élaboration spécial. Ce sont soit des sables naturels, soit des excédents de carrière ou de ballastière. On ne peut donc pas, *a priori*, leur fixer de spécifications mais seulement définir les conditions et les limites d'utilisation.

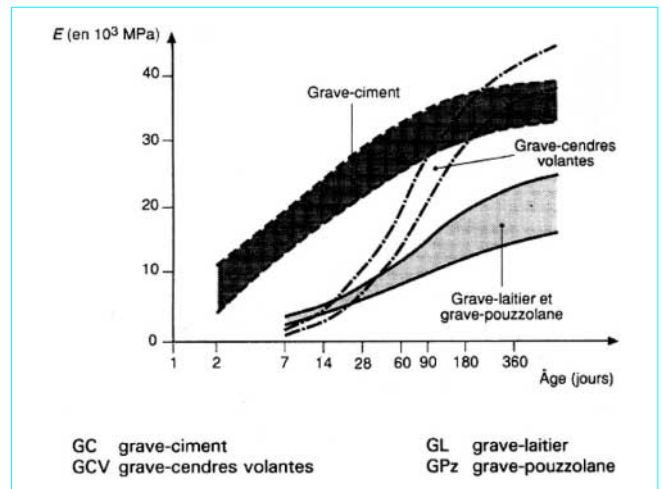


Figure 15 – Fuseaux de l'évolution dans le temps du module d'élasticité E des graves traitées

Tableau 6 – Performances à un an des graves traitées

	IQE 360 (cm)	R_t 360 (MPa)	E_t 360 (en 10^3 MPa)
Grave-laitier (activation calcique ou sulfatique ou par les cendres hydrauliques) Grave-pouzzolanes-chaux	23 à 34	$\geq 0,65$	≤ 20
Grave-laitier prébroyé (activation calcique ou sulfatique ou par les cendres hydrauliques)	23 à 32	$\geq 0,80$	≤ 25
Grave-ciments normalisés-liants spéciaux-cendres hydrauliques	20 à 26	$\geq 1,10$	≤ 40
Grave-cendres volantes-chaux	18 à 23	$\geq 1,40$	≤ 45
Nota : pour l'appréciation des performances des matériaux, on donnera la priorité aux spécifications portant sur l' IQE et la résistance en traction minimale ; la valeur maximale du module de déformation n'étant donnée ici qu'à titre indicatif.			

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

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

Les performances mécaniques à long terme sont appréciées par l'essai de traction directe. Les mesures sont faites à 90 ou 180 j suivant le liant. En fonction de leur niveau de performance, les sables traités sont classés en 4 catégories suivant la classification du tableau 7.

Tableau 7 – Classification mécanique des sables traités		
Sables-laitier R_t à 180 j (MPa)	Classification mécanique	Sables-ciment R_t à 90 j (MPa)
$R_t < 0,15$	Emploi en couche de base ou fondation non envisagée	$R_t < 0,2$
$0,15 \leq R_t < 0,25$	Classe A	$0,2 \leq R_t < 0,35$
$0,25 \leq R_t < 0,4$	Classe B	$0,35 \leq R_t < 0,5$
$0,4 \leq R_t < 0,65$	Classe C	$0,5 \leq R_t < 0,75$
$R_t \geq 0,65$	Classe D	$R_t \geq 0,75$

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

3.2.4 Fissuration des matériaux traités aux liants hydrauliques

Un des inconvénients des matériaux traités aux liants hydrauliques est qu'ils se fissurent transversalement à plus ou moins long terme. L'espacement de ces fissures, engendrées par le retrait thermique, va de 6 à 15 m. Sans traitement particulier, cette fissuration est inévitable.

Les solutions recherchées pour réduire les inconvénients de la fissuration consistent soit à empêcher qu'elles remontent vers le liant en interposant sous le revêtement un matériau antifissure, soit en les multipliant pour réduire l'épaisseur des fissures, et cela par des procédés de préfissuration spécifiques.

3.3 Graves et sables traités aux liants hydrocarbonés

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

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

3.3.1 Graves-bitume

3.3.1.1 Granulats

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

- couche de base : $14 \leq D \leq 20$
- fondation : $14 \leq D \leq 31,5$

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

Leur angularité, définie par l'indice de concassage, doit être supérieure aux valeurs du tableau 8 et leur dureté, en termes de Los Angeles, à celles du tableau 9.

Tableau 8 – Graves pour graves-bitume : angularité, indice de concassage				
Trafic (Poids lourds journaliers, charge utile > 5 t)	Renforcements		Chaussées neuves	
	Minimum	Conseillé	Base de chaussée souple Fondation de chaussée en béton	Fondation de chaussée souple
< 150	> 25 %	> 40 %	> 25 %	à la rigueur grave entièrement roulée
150 à 600	> 40 %	> 60 %	> 40 %	> 25 %
600 à 1 000	100 %		> 60 %	> 25 %
1 000 à 1 500		100 %		> 40 %
> 1 500		Entièrement concassée		> 40 %

Tableau 9 – Dureté des graves pour graves-bitume. Coefficient Los Angeles			
Trafic (Poids lourds journaliers, charge utile > 5 t)	Renforcements	Chaussées neuves	
		Base de chaussée souple Fondation de chaussée en béton	Fondation de chaussée souple
< 150	< 30	< 30	< 40
150 à 600	< 25	< 30	< 40
> 600	< 25	< 25	< 40

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

- $f < 12 \%$ $ES > 45$
- $12 \leq f < 15 \%$ $ES > 40$
- $f \geq 15 \%$ $ES > 25$

3.3.1.2 Liant

On utilise normalement un bitume 40/50.

3.3.1.3 Formulation

Elle est basée sur l'essai immersion-compression LCPC.

Les éprouvettes destinées à cet essai sont confectionnées par compression statique de l'enrobé à l'intérieur d'un moule cylindrique.

On en mesure la compacité, dite compacité LCPC, puis elles sont conservées :

- les unes pendant 7 j à l'air à 18 °C ;
- les autres pendant 7 j dans l'eau à 18 °C.

Elles sont ensuite écrasées en compression simple. On obtient ainsi respectivement les résistances R et r des deux séries d'éprouvettes.

Le rapport r/R appelé **rapport immersion-compression** traduit la tenue à l'eau de la grave-bitume. C'est un moyen d'apprécier de façon indirecte l'adhésivité du bitume aux granulats.

L'essai est réalisé pour au moins trois teneurs en eau encadrant la valeur p donnée par la formule :

$$p = \frac{2,65}{\rho} K^5 \sqrt{\Sigma}$$

avec 2,65 (g/cm³) masse volumique moyenne des granulats naturels,

ρ (g/cm³) masse volumique des granulats,

K module de richesse compris entre 2 et 2,5 pour les couches de base et 1,5 et 2,2 pour les couches de fondation,

Σ (m²/kg) surface spécifique des granulats déduite conventionnellement de leur courbe granulométrique.

Le tableau 10 définit les performances à atteindre.

Tableau 10 – Performances des graves-bitume dans l'essai d'immersion-compression LCPC à 18 °C			
Performances	Couche de base		Couche de fondation
Compacité LCPC :			
— minimale (%)	88		85
— maximale (%)	96		96
Résistance à la compression :	avec indice de concassage ≥ 85 %	avec indice de concassage < 85 %	
— avec bitume 60/70 (MPa)	> 5	> 4	> 3
— avec bitume 40/50 (MPa)	> 6	> 5	> 4
Rapport immersion-compression	0,65		0,65

Les ordres de grandeur des teneurs en liants utilisées vont de 3,5 à 4,5 %, avec une tendance à se rapprocher plus fréquemment de 4,5 %, les graves-bitume correspondantes ayant simultanément une teneur en fines élevée.

3.3.2 Sables-bitume

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

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

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

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

3.3.3 Graves-émulsion

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

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

Après mise en œuvre, les gros éléments ont entre eux des contacts directs et le frottement interne est donc celui de la grave initiale.

La nature de la grave-émulsion est en fait un matériau de choix pour les reprofilages car elle peut être mise en œuvre en faible épaisseur et même se raccorder à zéro sur une chaussée déformée. On l'utilise également en renforcement et en couche de base.

L'enrobage se faisant à froid, c'est une technique peu coûteuse en énergie.

3.3.3.1 Granulats

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

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

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

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

3.3.3.2 Liant

Compte tenu du frottement interne élevé de la grave-émulsion, il n'est pas nécessaire d'utiliser un bitume de base très dur.

On utilise le plus souvent les catégories suivantes :

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

La teneur en bitume de l'émulsion est égale à 60 ou 65 %.

La rupture doit intervenir entre la sortie du malaxeur et le début du compactage. L'émulsion doit donc être à rupture lente.

3.3.3.3 Formulation

Elle est déterminée par l'essai d'immersion-compression, les performances à atteindre étant celles du tableau 11.

Tableau 11 – Caractéristiques des graves-émulsion dans l'essai d'immersion-compression à 18 °C	
Caractéristiques	Couche de base ou de fondation
Compacité LCPC..... (%)	> 85
Résistance à la compression :	
— avec bitume 180/220 (MPa)	> 2
— avec bitume 80/100 (MPa)	> 3
— avec bitume 40/50 (MPa)	> 4
Rapport immersion-compression.....	> 0,55

Les teneurs habituelles en liant résiduel sont de l'ordre de 3 à 4 %.

3.4 Bétons de ciment

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

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

- la résistance mécanique en flexion ou au fendage a des implications directes sur l'épaisseur de la chaussée. En fonction des classes de trafic, on prescrit les seuils à 28 j du tableau 12 ;
- la résistance au gel impose une teneur minimale en air occlus ;
- le béton routier étant mis en place par des machines à coffrage glissant, il faut à la fois qu'il soit suffisamment fluide pour passer dans la machine et se serrer convenablement, et en même temps que les bords de la dalle ne s'affaissent pas, cette dernière caractéristique étant appréciée par mesure de l'affaissement au cône dont la valeur doit se situer entre 1 et 5 cm.

Tableau 12 – Classes de résistance des bétons de ciment par référence au trafic			
Trafic	Classe	Seuils	
		Flexion (MPa)	Fendage (MPa)
T ₀ à T ₂	0	5,5	3,3
T ₃ à T ₅	1	5	3
	2	3,5	2,1
	3	< 3,5	< 2,1

4. Matériaux utilisés dans les couches de roulement

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

4.1 Qualités spécifiques des couches de roulement

Avant de recenser les grandes catégories de couches de roulement, nous précisons dans les paragraphes qui suivent sur quelles bases techniques doivent se faire les choix.

4.1.1 Adhérence

À faible vitesse, l'adhérence en présence d'eau, qui seule pose problème, dépend essentiellement de la microrugosité, c'est-à-dire des microaspérités des granulats. À plus grande vitesse, elle dépend également de l'aptitude du revêtement à permettre l'évacuation de l'eau emprisonnée sous la surface de contact du pneumatique.

Si cette évacuation est facile, l'adhérence décroît très peu avec la vitesse. Son niveau général dépend de la microrugosité, qui joue donc un rôle essentiel dans tous les cas, et dont l'évolution est caractérisée par le coefficient de polissage accéléré.

La capacité de drainage superficiel du revêtement a longtemps été obtenue par le seul relief des gravillons caractérisés par la hauteur au sable (article *Véhicules et routes* [C 4 400] dans ce traité). Pour le choix de la hauteur au sable la plus adaptée, on peut retenir le classement donné par la circulaire de 1969 sur les chaussées glissantes (tableau 13).

Les enrobés drainants ont apporté une solution nouvelle au problème de l'évacuation de l'eau puisqu'elle pénètre à l'intérieur du revêtement avant de cheminer transversalement jusqu'à l'accotement. L'adhérence à grande vitesse est nettement améliorée, les projections d'eau sont pratiquement supprimées et, de plus, le bruit de roulement est fortement réduit.

4.1.2 Bruit de roulement

Plusieurs causes sont à l'origine du bruit de roulement :

- déformation du pneumatique ;
- impact des pavés de caoutchouc sur la chaussée ;
- microglissements dans l'aire de contact ;
- compression puis détente de l'air piégé dans les alvéoles non communicantes.

On le mesure, suivant une procédure normalisée, en plaçant un microphone à 7,50 m de l'axe de passage d'un véhicule roulant, moteur coupé, à la vitesse choisie.

Le spectre en fréquence du bruit émis et son intensité dépendent des caractéristiques du revêtement. En ce qui concerne l'intensité, la figure 16 montre qu'on peut avoir des écarts de 14 dB(A) entre les différents types de revêtement.

Tableau 13 – Rugosité géométrique des revêtements [6]		
Classe de revêtement	Hauteur au sable HS	Appréciation du revêtement
A	$HS \leq 0,2$	Revêtements à texture très fine ; ces revêtements sont à proscrire.
B	$0,2 < HS \leq 0,4$	Revêtements à texture fine ; ces revêtements sont à réserver aux sections sur lesquelles la vitesse des véhicules automobiles n'est qu'occasionnellement susceptible de dépasser 80 km/h, par exemple en zone urbaine.
C	$0,4 < HS \leq 0,8$	Revêtements à texture moyenne ; ce sont les revêtements normaux pour les sections sur lesquelles les vitesses sont moyennes, comprises entre 80 et 120 km/h.
D	$0,8 < HS \leq 1,2$	Revêtements à texture grossière ; ces revêtements sont à utiliser pour les sections sur lesquelles les vitesses sont normalement supérieures à 120 km/h.
	$HS > 1,2$	Revêtements à texture très grossière ; ces revêtements sont à utiliser dans les cas spéciaux : zones de danger succédant à une ligne droite sur laquelle les vitesses sont très élevées ; zones où apparaît fréquemment le « petit » verglas (précipitation de vapeur d'eau quand le degré hygrométrique est élevé et la température voisine de 0 °C).

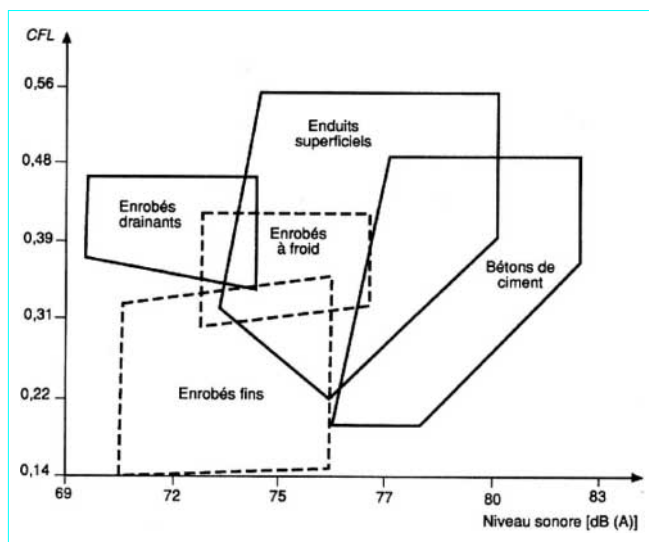


Figure 16 – Niveaux sonores selon la procédure LCPC et coefficient de frottement longitudinal CFL à 80 km/h avec la remorque LCPC pour différentes techniques (revêtements circuits)

Dans le cas des enrobés drainants, le mécanisme compression-détente disparaît car les pores communiquent, le bruit est fortement réduit [3 à 5 dB(A)].

4.1.3 Optimisation du choix

Le choix du revêtement est toujours le résultat d'un compromis entre des exigences contradictoires. La recherche d'une bonne adhérence conduirait à retenir plutôt des revêtements dont la surface est très rugueuse mais ils sont alors plus bruyants, comme le montre la figure 16. Cette figure montre également que les enrobés drainants échappent à la règle générale et ont à la fois une adhérence élevée et un niveau sonore réduit. Par contre, ils sont plus coûteux et demandent des précautions spéciales en période hivernale car ils réduisent l'efficacité de sels de déverglaçage utilisés en traitement préventif.

4.2 Enduits superficiels

Ils sont constitués de bitume et de gravillons répandus en couches successives.

La technique des enduits superficiels est ancienne mais est encore très évolutive. La figure 17 schématise les différents types actuels d'enduits superficiels. Chaque formule comporte ses avantages et ses inconvénients, le coût étant bien entendu croissant avec le nombre de couches.

4.2.1 Granulats

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

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

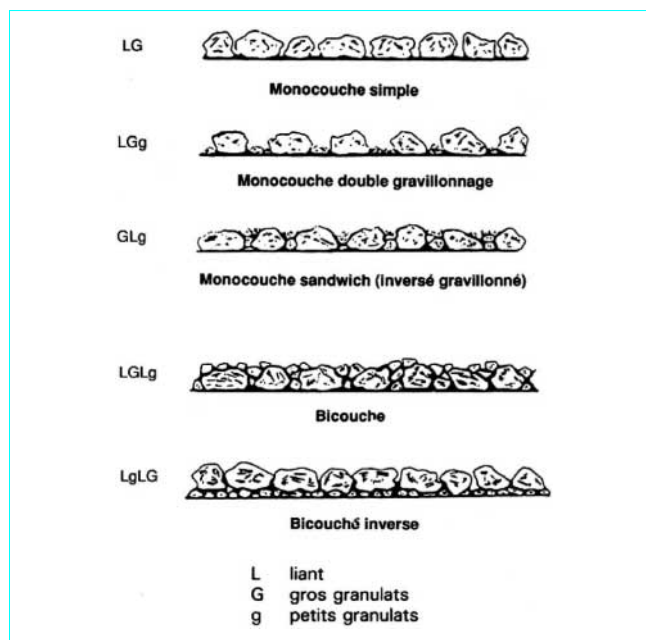


Figure 17 – Différents types d'enduit superficiel

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

Il faut noter que les fines peuvent provenir, pour certaines roches, d'une altération de la surface des gravillons pendant le stockage.

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

Le tableau 14 récapitule les seuils relatifs aux différentes caractéristiques des granulats pour enduits.

4.2.2 Liant

On peut utiliser une large catégorie de liants, dont le choix se fait en fonction du niveau du trafic, de l'état du support, des périodes de mise en œuvre, des disponibilités en liant et également de l'expérience propre de l'entreprise.

En règle générale, on choisit un liant d'autant plus visqueux que la circulation est importante :

- bitumes purs 180/220 ou 80/100 ;
- bitumes fluidifiés et bitumes fluxés ;
- émulsions de bitume dont le bitume de base est un bitume pur 60/70, 80/100 ou 180/220. La teneur en bitume varie généralement de 50 à 69 %. Des procédés spéciaux ont été mis au point pour maîtriser la rupture ;
- bitumes modifiés.

Tableau 14 – Caractéristiques des granulats pour enduits superficiels

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

(1) On pourra admettre 0,40 comme minimum absolu lorsque la vitesse est limitée à 60 km/h.

(2) Pas de matériaux alluvionnaires dans cette classe de trafic.

LA : essai Los Angeles.

MDE : essai Microdeval en présence d'eau.

A : coefficient d'aplatissement.

P1 : % d'éléments inférieurs à 0,5 mm.

CPA : coefficient de polissage accéléré.

RC : rapport de concassage.

IC : indice de concassage.

Tableau 15 – Dosage en gravillons et en liant pour un monocouche et un bicouche

	Dosage d/D (mm)	Liant résiduel (kg/m ²)		Granulats (1) (L/m ²)	
Monocouche	2/4	0,800		4 à 5	
	4/6	1,000		6 à 7	
	6/10	1,300		8 à 9	
	10/14	1,600		11 à 13	
	14/20 (2)	1,900		15 à 18	
Bicouche		Couche	Total	1 ^{re} couche (3)	2 ^e couche (4)
	6/10-2/4 6/10-4/6	0,7 + 1	1,7	8 à 9	4 à 5
	10/14-4/6 10/14-6/10	0,8 + 1,2	2,0	11 à 13	6 à 7
	14/20-6/10	1,0 + 1,3	2,3	13 à 15	8 à 9

(1) Doit correspondre au pouvoir couvrant réel des matériaux majoré de 3 à 5 %.

(2) Des essais préliminaires sont conseillés.

(3) Doit correspondre au pouvoir couvrant des granulats.

(4) Ces quantités peuvent être légèrement augmentées, notamment lors d'une mise en œuvre par temps très chaud, afin d'éviter le collage aux pneumatiques.

4.2.3 Formulation

Elle varie suivant chaque cas particulier et doit être adaptée à la nature et aux caractéristiques du support, un support poreux nécessitant des dosages en liant plus importants. L'ajustement du dosage en liant peut nécessiter la réalisation d'une planche d'essai.

La formulation doit être telle que la surface de la chaussée soit constituée d'une mosaïque régulière et complète, sans apparition de liant en surface. À titre d'exemple, le tableau 15 donne les dosages en liant et en granulat pour un monocouche et un bicouche.

4.3 Enrobés hydrocarbonés à chaud

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

Le fascicule 25 du CCTG (Cahier des Clauses Techniques Générales) distingue, à sa date de rédaction (juin 1989), les techniques suivantes :

- bétons bitumineux semi-grenus destinés aux couches de roulement et de liaison pour travaux de construction, renforcement et entretien sur support à très faible déformabilité, réalisés en épaisseur de 6 à 9 cm ;

- bétons bitumineux cloutés destinés aux couches de roulement réalisés avec les mêmes conditions de support en épaisseur d'environ 6 cm ;

- enrobés discontinus en couches minces (3 à 4 cm) ou très minces (2 à 3 cm) pour couches de roulement ;

- bétons bitumineux cloutés en couche mince en épaisseur de 3 cm environ ;

- enrobés drainants pour couches de roulement, réalisés en épaisseur de 4 cm sur support en matériaux bitumineux ;

- enrobés souples pour chaussées déformables.

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

On ne rentrera dans le détail que pour les bétons bitumineux, qui ont été codifiés par une directive SETRA-LCPC de 1969 [7], puis on mentionnera les évolutions principales depuis cette date et les tendances actuelles.

4.3.1 Bétons bitumineux type Directive de 1969

La directive SETRA-LCPC de 1969 définit les types de bétons bitumineux les plus utilisés jusqu'à présent.

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

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

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

La Directive prévoit deux types de bétons bitumineux :

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

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

4.3.1.1 Granulats

Comme pour les enduits superficiels, les gravillons utilisés dans les enrobés doivent être durs, résistants au polissage, propres, de bonne forme.

Aux formules grenues correspondent des courbes granulométriques riches en gravillons et pauvres en sable alors que les formules semi-grenues sont plus riches en sable, ce qui facilite leur mise en œuvre.

4.3.1.2 Liant

On utilise très généralement du bitume 60/70, exceptionnellement du 80/100 pour les routes peu circulées ou pour des routes situées à des latitudes élevées.

4.3.1.3 Teneur en liant

Elle est définie par une étude de laboratoire pour plusieurs valeurs encadrant p :

$$p = \frac{2,65}{\rho} K \sqrt[5]{\Sigma}$$

ces grandeurs ayant la même définition que pour les graves-bitumes (§ 3.3.1.3).

Les modules de richesse retenus sont de 3,3 pour un 0/14 et 3,4 pour un 0/10.

Les dosages sont généralement compris entre :

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

L'étude de laboratoire est beaucoup plus complète que pour la grave-bitume.

L'essai d'immersion-compression est notamment complété par l'essai Marshall, par l'essai de compactage à la presse giratoire et par l'essai à l'ornièreur. Chacun d'eux est codifié par un mode opératoire du LCPC.

Les performances à obtenir au cours de ces essais sont données dans le tableau 16.

Tableau 16 – Spécifications applicables aux bétons bitumineux

Essais	Béton bitumineux semi-grenu pour couche de roulement ou couche de liaison	
	0/10	0/14
Essais de compactage à la presse à cisaillement giratoire : — compacité à 10 girations (C10) — compacité à 60 girations (C60)	< 89 % 92-95 %	< 89 % 93-96 %
Essai de compression simple LCPC : — compacité : • couche de roulement • couche de liaison..... — résistance à la compression à sec R à 18 °C : • avec un bitume 180/220 • avec un bitume 80/100 • avec un bitume 60/ 70 • avec un bitume 40/ 50 Rapport : $\frac{r \text{ après immersion}}{R \text{ à sec}}$...	$91 \% \leq C \leq 95 \%$ $90 \% \leq C \leq 94 \%$ > 4 MPa > 5 MPa > 6 MPa > 7 MPa > 0,75	$92 \% \leq C \leq 96 \%$ $90 \% \leq C \leq 94 \%$ > 4 MPa > 5 MPa > 6 MPa > 7 MPa > 0,75
Essai Marshall : — compacité : • couche de roulement • couche de liaison.....	$\leq 97 \%$ $\leq 95 \%$	$\leq 97 \%$ $\leq 95 \%$
Essai à l'ornièreur LPC : profondeur d'ornièr à 30 000 cycles, à 60 °C avec le bitume du chantier, estimée à la compacité à la presse à cisaillement giratoire, pour trafic T_0 et T_1 : • C60 • C80	< 10 %	< 10 %

4.3.2 Nouveaux types de bétons bitumineux

Deux particularités de bétons bitumineux décrits aux paragraphes précédents constituent une contrainte réelle : leur macrotexture relativement faible, qui interdit de hauts niveaux de performances à grande vitesse, et l'épaisseur minimale de mise en œuvre. Cela conduit à rechercher de nouvelles formules évitant ces deux inconvénients.

L'apparition de nouveaux types de liants, notamment les bitumes-polymères, ont simultanément ouvert de nouvelles possibilités. Cela a permis la mise au point d'une vaste gamme de nouveaux produits. À la date de rédaction, les principaux d'entre eux sont les suivants.

■ Bétons bitumineux cloutés

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

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

■ Enrobés drainants

L'évacuation du film d'eau qui s'interpose entre le pneumatique et la chaussée et qui conditionne l'adhérence à grande vitesse était traditionnellement assurée par une forte macrorugosité. Les enrobés drainants, qui se sont beaucoup développés depuis quelques années, constituent une autre solution pour obtenir ce résultat.

La pénétration de l'eau dans l'enrobé évite également les projections d'eau génératrice d'insécurité. Ils ont enfin comme avantage de réduire le bruit de roulement.

Leur porosité, de l'ordre de 20 %, est obtenue par une granularité adaptée du squelette minéral, la teneur en sable 0/2 étant réduite à 15 ou 20 %.

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

Les différentes catégories de liants utilisés sont les suivantes :

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

■ Enrobés très minces à chaud

Ils sont utilisés en couches de 2 ou 2,5 cm.

Malgré cette faible épaisseur, leur squelette minéral a une granularité relativement importante (0/6, 0/10 ou 0/14). La courbe granulométrique est fortement discontinuée de façon à obtenir une forte macrotexture.

Le bitume est très généralement amélioré et renforcé par addition de polymères ou de fibres.

Un bon collage sur le support est important. L'utilisation d'une couche d'accrochage est indispensable.

■ Enrobés coulés à froid

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

4.4 Chaussées en béton

La dalle joue, dans les chaussées en béton, le double rôle de corps de chaussée et de couche de roulement.

À ce dernier titre, elle doit faire l'objet d'un traitement de surface qui lui confère l'adhérence nécessaire tout en maintenant le niveau de bruit à niveau acceptable.

Plusieurs méthodes ont été successivement mises au point pour cela.

■ Striage

Il est réalisé par un râteau à dents monté sur une machine spéciale qui suit la machine de répandage et réalise un striage transversal. Les espacements entre stries sont aléatoires, pour minimiser le bruit de roulement ; sans cela, le pneumatique émettrait un sifflement fonction de l'interdistance et de la vitesse.

■ Cloutage

Il consiste à enchâsser dans le béton frais des gravillons de roche dure.

Il peut s'agir d'un cloutage simple, les gravillons étant répandus puis encastrés de la hauteur appropriée à la macrostructure recherchée.

On utilise également la technique du cloutage-dénudage. Dans ce cas, les gravillons sont enfoncés totalement dans le béton frais. La pulvérisation d'un produit inhibiteur de prise permet ensuite, par balayage, de faire émerger les pointes des gravillons. Dans ce cas, le lissage intermédiaire permet d'égaler parfaitement le niveau des sommets des gravillons et, ainsi, de réduire le bruit de roulement.

La technique du dénudage peut également être utilisée sans cloutage préalable, pour mettre en relief les gravillons constitutifs du béton.

5. Dimensionnement des chaussées

Alors que dans d'autres domaines, notamment celui des ouvrages d'art, des méthodes rationnelles de calcul ont été mises au point très tôt, le dimensionnement des chaussées a été déterminé pendant de nombreuses décennies de façon totalement empirique.

C'est avec la réalisation aux États-Unis des essais AASHO (*American Association of States Highway Officials*), de 1951 à 1961, que les ingénieurs ont cherché pour la première fois à donner une assise expérimentale sérieuse au choix des épaisseurs.

L'expérimentation ne peut cependant être réellement fructueuse que si elle est sous-tendue par des modèles rationnels qu'elle alimente en données de base.

La recherche de modèles mathématiques pour les systèmes multicouches qui constituent les chaussées a été marquée par un certain nombre d'étapes :

— le modèle de Westergaard (1926) donne les contraintes et déformations d'un système constitué d'une plaque reposant sur un

sol assimilé à un ensemble de ressorts dont le déplacement vertical en un point est proportionnel à la pression verticale en ce point ;

— le modèle bicouche de Hogg (1938) donne les contraintes et déformations d'une plaque reposant sur un massif élastique semi-indéfini ;

— le modèle de Burmister (1943) assimile la chaussée à une dalle reposant sur un massif élastique semi-indéfini ;

— le modèle de Jeuffroy et Bachelez, qui a débouché pour la première fois sur un système très complet d'abaques, a constitué une étape fondamentale. La chaussée est ici représentée par deux couches dont la couche supérieure est assimilée à une plaque.

Depuis, le progrès des ordinateurs modernes, puis des micro-ordinateurs, a permis le développement, puis la banalisation, de méthodes beaucoup plus complètes. Citons notamment le logiciel Écoroute, diffusé par l'École Nationale des Ponts et Chaussées, qui permet de traiter complètement le problème d'un multicouche, dans différentes conditions de collage ou de glissement des couches les unes sur les autres.

Le problème est alors de définir les caractéristiques des matériaux à prendre en compte dans le calcul.

Les **modules de rigidité** sont bien entendu les données les plus immédiatement nécessaires, puisque, avec les épaisseurs et les conditions de glissement ou de collage couche sur couche, ils constituent le paramètre d'entrée de tous les modèles. Le caractère viscoélastique de certains matériaux, notamment les matériaux à base de bitume, constitue cependant une difficulté qui oblige à des simplifications.

Le **comportement du matériau sous sollicitation répétée** constitue la deuxième donnée nécessaire.

Dans un premier temps on s'est limité au comportement à la rupture sous charge statique. On s'est bien vite rendu compte que seul le comportement sous chargement répété permettait de décrire convenablement la réalité. La mise au point de méthodes d'essai en fatigue a permis de compléter dans ce sens les modèles de dimensionnement, dont on peut maintenant considérer qu'ils représentent assez fidèlement la réalité.

5.1 Module de rigidité

Le module de rigidité E de matériaux qui constituent les différentes couches de la chaussée est, avec le coefficient de Poisson, la donnée de base du calcul des contraintes et des déformations sous charge.

Chaque type de matériau présente à cet égard un comportement spécifique.

■ Matériaux traités aux liants hydrauliques

Le développement de la prise du liant hydraulique induit, comme nous l'avons vu, des évolutions très fortes du module de rigidité.

Les ordres de grandeur des modules ultimes constatés sont les suivants :

- graves-laitier : 15 000 à 20 000 MPa ;
- graves-ciment : 20 000 à 30 000 MPa ;
- graves-cendres volantes : 30 000 à 40 000 MPa ;
- sables-ciment : 4 000 à 18 000 MPa.

En ce qui concerne les coefficients de Poisson, ils sont voisins de 0,25, valeur prise en compte dans les calculs.

■ Matériaux traités au bitume

Ils ont un comportement viscoélastique et le module de rigidité dépend de la vitesse de déformation. Il dépend également fortement de la température qui modifie profondément les propriétés du bitume.

Pour affecter un module à un matériau bitumineux, il faut donc choisir une température et une fréquence de calcul.

Les calculs sont souvent effectués pour une température de 15 °C, assez représentative du climat français, et pour une fréquence de sollicitation de 10 Hz. Dans ces conditions, les ordres de grandeur moyens de module sont les suivants :

- béton bitumineux : 6 000 MPa ;
- grave-bitume : 8 000 MPa.

De la même façon, le coefficient de Poisson varie avec la température. Pour les calculs, on choisit généralement une valeur de 0,35.

■ Graves non traitées

On a pu montrer, par de nombreux essais *in situ*, que le module d'une assise de grave non traitée varie avec celui du sol sur lequel elle est posée. Cela s'explique par la possibilité de libre mouvement des grains les uns par rapport aux autres et par le fait qu'il ne peut pas physiquement exister de contraintes de traction dans la grave à l'interface. Elle s'adapte donc pour que cette condition soit satisfaite.

On a pu mesurer des rapports de module entre la grave et le sol croissant de 2 à 4 avec l'épaisseur et la qualité de la grave.

■ Sol de fondation

Le comportement des sols sous chargement peut être étudié en laboratoire, par l'essai triaxial ou, *in situ*, par des essais de plaque.

On a vu que le comportement n'est pas linéaire et qu'il existe une déformation résiduelle. Cela conduit donc à répéter plusieurs fois le chargement. C'est, en principe, le module au deuxième chargement qui est utilisé dans les calculs.

On a également pu dégager une certaine corrélation entre le module de rigidité et l'indice CBR, traduite par la relation approximative :

$$E = 5 \text{ CBR}$$

5.2 Résistance à la fatigue des matériaux

Depuis très longtemps, on a observé que des matériaux peuvent se rompre si on leur applique de façon répétée un nombre suffisant de sollicitations d'amplitude inférieure à la résistance à la rupture statique.

Les essais réalisés sur de nombreux matériaux ont montré qu'il existait pour chacun d'eux une loi de fatigue, traduite par une courbe de fatigue, donnant, pour chaque valeur N du nombre de chargement, la valeur de la sollicitation ou de l'allongement à la rupture.

Ces essais ont également montré que les dommages se cumulaient suivant la loi de Miner.

Si N_1 est la durée de vie pour l'application de sollicitations d'amplitude T_1 , et si n_1 sollicitations T_1 sont appliquées, si N_2 et n_2 sont les données équivalentes pour la sollicitation T_2 , il y a rupture, d'après la loi de Miner, si :

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} = 1$$

n/N représente l'endommagement, fraction du capital de fatigue consommé sous la contrainte T .

Dans les faits, cette loi n'est respectée que de façon approximative. Les écarts constatés restent cependant modérés et ne conduisent qu'à de faibles variations des épaisseurs de chaussée. Pour les matériaux routiers, les essais de fatigue sont réalisés sur des éprouvettes trapézoïdales sollicitées en flexion. Suivant les cas, on impose soit une contrainte donnée, soit une déformation donnée. On sollicite l'éprouvette jusqu'à obtenir sa rupture et on établit la relation entre le nombre de sollicitations à la rupture et le niveau de ces sollicitations.

Les caractéristiques de fatigue présentent une double particularité :

- elles sont dispersées ;
- il est difficile de reproduire en laboratoire le comportement réel du matériau dans la chaussée.

La confrontation des résultats de laboratoire avec le comportement réel de la chaussée conduit, pour les calculs, à prendre en compte un coefficient multiplicateur des résistances moyennes obtenues en laboratoire. Ce coefficient multiplicateur est de :

- 1,1 ou 1,2 pour les matériaux bitumineux ;
- 1,5 à 1,7 pour les matériaux hydrauliques.

La dispersion constatée à la fois en laboratoire et sur la chaussée oblige, de plus, à une approche probabiliste.

On observe, pour les différents types de matériau, les caractéristiques en fatigue suivantes.

■ Matériaux traités aux liants hydrauliques

En contrainte, la courbe de fatigue est assez bien représentée par une droite en coordonnées semi-logarithmiques :

$$\frac{T}{T_0} = 1 - a \lg N$$

où T_0 est la contrainte de rupture au premier chargement.

On a pu constater que a est proche de 1/12 pour la plupart des matériaux. Pour cette valeur de a , si la contrainte appliquée est égale à la moitié de T_0 , la rupture intervient pour 10^6 cycles de chargement.

Un ordre de grandeur de la valeur de T_0 des différents types de matériaux traités aux liants hydrauliques est le suivant :

Matériaux	T_0 (MPa)
Graves-laitier (180 j)	0,6 à 1
Graves-ciment (90 j)	0,8 à 1,2
Graves-cendres volantes (180 j)	1,2 à 1,6

■ Matériaux traités aux liants hydrocarbonés

Les propriétés en fatigue de ces matériaux sont très sensibles à la température. On se base assez souvent, comme pour le module, sur des essais réalisés à 15 °C. On peut bien entendu, pour des calculs plus précis, prendre en compte les températures réelles observées dans la chaussée.

On utilise généralement les données de fatigue en déformation contrôlée.

En coordonnées logarithmiques, la courbe de fatigue est alors assez bien représentée par une droite.

Les valeurs suivantes des allongements à 10^6 cycles constituent de bons ordres de grandeur :

- béton bitumineux: 160×10^{-6} ;
- grave-bitume : 120×10^{-6} .

■ Sols et graves non traitées

Leur comportement est radicalement différent de celui des matériaux précédents. Dans le cas des sols et des graves non traitées, les grains élémentaires sont en effet libres de se déplacer les uns par rapport aux autres. Il en résulte, sous les sollicitations répétées exercées par le trafic, des réajustements et des déformations progressives.

Il n'y a pas, dans ce cas, de véritable rupture de la chaussée en masse, mais une déformation progressive qui induit un orniérage dans les traces de roue et une désorganisation des couches de surface.

5.3 Équivalences entre essieux

Comme nous l’avons vu, le passage des essieux provoque dans la chaussée des endommagements qui, cumulés, la dégradent progressivement.

Cette dégradation peut prendre différentes formes suivant la structure de la chaussée. Pour le sol de fondation et les assises non traitées, il en résulte des déformations verticales permanentes et une altération du profil qui détériorent le niveau de service. Pour les assises traitées, le cumul des charges conduit à leur rupture par flexion.

L’endommagement élémentaire dépend bien entendu des caractéristiques de l’essieu qui sollicite la chaussée et il est donc utile de choisir un essieu de référence. On a choisi, en France, l’essieu à roues jumelées de 13 t.

On peut alors définir l’agressivité d’un essieu par le nombre de passages de l’essieu de référence qui conduit au même endommagement qu’un passage de l’essieu considéré.

Pour donner des ordres de grandeur des agressivités relatives, l’analyse de plusieurs types de structures et de plusieurs types d’essieux a été faite par le SETRA et le LCPC.

Le tableau 17 donne les équivalences entre les essieux chargés à leur maximum réglementaire pour différents types de structures caractéristiques.

Tableau 17 – Coefficients d’équivalence entre essieux à la charge maximale			
Type de chaussée	Souple	Semi-rigide	Mixte
Essieu isolé/essieu 13 t Roues simples normales	4,5	1,4	2,7
Essieu isolé/essieu 13 t Roues jumelées	1,0	1,0	1,0
Essieu tandem/essieu 21 t Roues jumelées	0,7	1,8	0,4
Essieu tridem/essieu 21 t Roues simples larges	0,4	0,2	0,08

L’agressivité dépend bien entendu de la charge exercée sur l’essieu.

L’analyse des résultats de calcul montre que l’agressivité Y d’un essieu sous charge P (en t) est reliée, avec une bonne approximation, à l’agressivité Y_r de l’essieu jumelé de 13 t (essieu de référence) par la formule :

$$Y = KY_r \left(\frac{P}{13} \right)^\alpha$$

les valeurs de K et de α étant les suivantes :

Type de chaussée	α	K	
		Essieu simple	Tandem et tridem
Semi-rigide	12	1	12
Mixte	8	1	1,5
Bitumineuse souple	4	1	1

Cette formule montre l’effet dévastateur des surcharges pour certains types de structure.

5.4 Agressivité globale du trafic

Les équivalences précédentes permettent de convertir en nombre équivalent d’essieux standards le spectre du trafic réel et, par conséquent, de calculer l’agressivité du poids lourd moyen.

Des simulations ont été réalisées sur la base du spectre de trafic observé en France pour les différentes structures évoquées précédemment. Elles ont abouti aux équivalences suivantes du poids lourd moyen par rapport à l’essieu standard de 13 t :

Structure	Souple	Semi-rigide	Mixte
Agressivité moyenne	0,75	1	0,55

5.5 Prise en compte du gel

La propagation de l’isotherme 0 °C (front de gel) dans certains sols dits « gélifs » provoque une accumulation importante d’eau sous forme de lentilles de glace. Au dégel, l’eau libérée en très grande quantité transforme le sol en une véritable bouillie.

Sur de tels sols, et sauf à interdire la circulation aux périodes sensibles par des barrières de dégel, l’épaisseur à donner à la chaussée doit être suffisante pour que le front de gel n’atteigne pas le sol de fondation.

Si on appelle indice de gel I le cumul, exprimé en degrés × jours, des températures négatives mesurées à la surface de la chaussée, la profondeur de gel h s’exprime par la formule :

$$h = B \sqrt{I}$$

où B est un coefficient lié aux propriétés isolantes des différentes couches de la chaussée.

À partir de la mesure de ces propriétés thermiques et en fonction des indices de gel caractéristiques de la région considérée, on peut donc calculer l’épaisseur de chaussée nécessaire pour assurer un niveau donné de protection du sol support.

5.6 Catalogue des structures de chaussées neuves sur le réseau principal

Les paragraphes précédents définissent les bases théoriques du dimensionnement des chaussées.

Ils se fondent sur une vision idéale de la chaussée définie comme une succession de couches dont l’épaisseur et les caractéristiques sont bien définies.

Nous avons déjà vu (§ 5.2) que les caractéristiques de fatigue sont très dispersées. Il est évident que les épaisseurs des couches le sont également. Il est donc nécessaire de se baser sur une approche probabiliste et de définir un niveau de risque.

Nous avons vu également que les essais de laboratoire ne traduisent qu’imparfaitement le comportement des matériaux dans la chaussée. Il convient de confronter les résultats du calcul théorique aux observations faites sur chaussée réelle.

C’est donc un ensemble complexe de données qu’il faut prendre en compte pour le choix des épaisseurs.

En France, pour le réseau national, il a paru plus commode de mettre à la disposition des ingénieurs un catalogue de structures [8], synthèse entre le dimensionnement théorique et l’observation de terrain.

Les hypothèses prises en compte sont les suivantes.

5.6.1 Classe de trafic

Quatre classes de trafic sont définies en se basant sur le nombre journalier moyen de poids lourds de plus de 5 t de charge utile sur la voie la plus chargée.

Il est supposé croître de façon géométrique au taux de 7 % par an, sinon il faut corriger en fonction du trafic prévisible sur les 15 à 20 premières années de service.

À défaut d'informations sur le trafic PL de la voie la plus chargée, on pourra le prendre égal au 1/20 du trafic tous véhicules dans les deux sens, à condition que le nombre total de voies de circulation ne dépasse pas quatre.

Les classes de trafic sont les suivantes :

Trafic (PL /j)	50	150	300	750	2 000
Classe	T ₃	T ₂	T ₁	T ₀	

5.6.2 Dispersion des caractéristiques

La dispersion des épaisseurs et celle des caractéristiques des matériaux sont prises en compte sous forme d'un coefficient de risque, plus faible pour les trafics les plus élevés.

Classe de trafic	Coefficient de risque (%)
T ₀	2,5
T ₁	5
T ₂	12
T ₃	25

5.6.3 Qualité du sol support

La qualité du sol support est traduite sous la forme de classes de plate-forme.

Pour le dimensionnement des chaussées, c'est la portance à long terme de la plate-forme qui intervient et c'est donc en fonction de ce critère que se fait la classification en trois classes PF₁, PF₂ et PF₃ par ordre croissant de portance.

La détermination de la classe PF_j résulte :

- du comportement à long terme du sol support. Les sols supports sont regroupés en quatre classes S₀, S₁, S₂, S₃, par ordre croissant de qualité, en fonction de leur nature et de leur état prévisible sur une profondeur de 1 m environ sous la couche de forme ;
- de la nature et de l'épaisseur de la couche de forme.

Le classement dans les catégories S₀, S₁, S₂, S₃ est effectué en se basant sur les catégories définies par la Recommandation pour les terrassements routiers et en prenant en compte la position de la teneur en eau caractéristique du mètre supérieur du sol naturel en place par rapport à l'optimum Proctor normal.

Le guide d'utilisation du catalogue [8] donne le tableau de correspondance.

Dans le cas d'un sol S₀, donc de très mauvaise qualité, il est indispensable de le ramener à un état acceptable par une opération de terrassement (purge, traitement ou apport de matériau) ou de drainage.

Pour S₁, S₂, S₃, on détermine la classe de plate-forme à partir du tableau 18 pour les couches de forme non traitées et traitées.

Tableau 18 – Détermination de PF_j

Classe du sol support	Nature de la couche de forme	Classe de plate-forme
S ₁	Couches de forme non traitées	
	Couche de forme (1) de faible épaisseur (au sens de la <i>Recommandation pour les terrassements routiers</i> : 20 à 30 cm)	PF ₁
	Matériaux S ₂ non traités (2)	PF ₂ à partir de 70 cm
	Matériaux S ₃ non traités (3)	PF ₂ à partir de 50 cm PF ₃ à partir de 80 cm
S ₂	Absence de couche de forme ou couche de forme en matériaux S ₂ (2)	PF ₂
	Matériaux S ₃ non traités (3)	PF ₃ à partir de 50 cm
S ₃	PF ₃
S ₁	Couches de forme traitées	
	Sol fin traité à la chaux	PF ₂ à partir de 50 cm (en deux couches, la couche supérieure est rapportée)
	Sol fin traité au ciment (et si nécessaire à la chaux)	PF ₂ à partir de 35 cm
	Sol fin traité en place à la chaux sur 35 cm, surmonté de 35 cm traités au ciment (matériaux rapportés)	PF ₃ à partir de 50 cm (en deux couches, la couche supérieure est rapportée) PF ₃
S ₂	Sol fin traité à la chaux	PF ₃ à partir de 50 cm (en deux couches, la couche supérieure est rapportée)
	Sol fin traité au ciment (et si nécessaire à la chaux)	PF ₃ à partir de 35 cm

(1) Il est peu fréquent de pouvoir se passer d'une couche de forme sur un sol classé S₁.
(2) En principe B₂, certains B₄, C₂, D₂, D₃ (figure 8).
(3) En principe certains D₂, D₃.

5.6.4 Détermination de la structure

En fonction de la classe de trafic et de la classe de plate-forme, une série de planches donnent les épaisseurs à retenir pour chaque couche d'un certain nombre de types de structures [8].

Les tableaux 19 et 20 représentent de façon synthétique le contenu des fiches pour des chaussées semi-rigides d'une part, pour des chaussées mixtes d'autre part.

Tableau 19 – Catalogue des structures. Chaussées semi-rigides. Épaisseur des couches (en cm)										
Trafic	Enrobé	PF ₁			PF ₂			PF ₃		
		GC	GL		GC	GL		GC	GL	
			GCV			GCV			GCV	
T ₀	14	50	47	44	45	42	40	42	38	36
T ₁	8	50	47	44	45	42	40	42	38	36
T ₂	6	50	42	40	42	38	36	38	33	33
T ₃	6	42	38	36	36	33	33	30	25	25

GC : grave-ciment, GL : grave-laitier, GCV : grave-cendres volantes.

Au-dessus de 25 cm la grave hydraulique est mise en œuvre en deux couches qui constituent la couche de base et la couche de fondation.

Tableau 20 – Catalogue des structures. Chaussées mixtes. Épaisseur des couches (en cm)				
Trafic	PF ₁	PF ₂	PF ₃	
T ₀	14 BB	8 BB	8 BB	
	15 GB	18 GB	18 GB	
	28 GH	25 GH	22 GH	
T ₁	8 BB	8 BB	8 BB	
	15 GB	15 GB	15 GB	
	28 GH	22 GH	20 GH	
T ₂	6 BB	6 BB		
	12 GB	12 GB		
	25 GH	20 GH		
T ₃	6 BB			
	12 GB			
	20 GH			

BB : béton bitumineux, GB : grave-bitume, GH : grave hydraulique.

5.6.5 Vérification au gel-dégel

Le principe de la vérification consiste à comparer :

- l'indice de gel atmosphérique de référence *IR*, caractérisant la rigueur de l'hiver contre lequel on veut protéger la chaussée ;
- et l'indice de gel admissible *IA* de cette même chaussée.

La vérification est positive si *IA* est supérieur ou égal à *IR*.

L'indice de gel est ici le produit des températures négatives par la durée en jours correspondante (– 10 °C pendant 1 jour donne 10 °C × j).

La figure 18 résume le principe de la vérification.

L'indice de gel référence *IR* est déterminé pour chaque région à partir des statistiques météorologiques.

On considère, en pratique :

- l'hiver exceptionnel qui est l'hiver le plus rigoureux constaté entre 1951 et 1975 (en pratique c'est soit l'hiver 55-56, soit l'hiver 62-63) ;
- l'hiver rigoureux non exceptionnel qui est la troisième plus forte valeur d'indice de gel sur cette même période.

Pour déterminer *IA* on évalue tout d'abord la quantité de gel admissible à la base du corps de chaussée *QB*.

Par référence à la figure 18 :

QB = QS + Z

En fonction de la pente (en mm/√°C × h) obtenue à l'essai de gonflement au gel (§ 2.2.2), les sols sont classés en trois catégories :

SGn : non gélifs, pente < 0,05
SGp : peu gélifs, 0,05 < pente < 0,4
SGt : très gélifs, pente > 0,4

La quantité de gel admissible *QS* est égale à :

0 pour les sols SGt
2,5 pour les sols SGp

La protection *Z* assurée par la couche non gélive (naturellement ou après traitement) est donnée par le catalogue.

Pour un matériau dont tous les éléments sont inférieurs à 50 mm, le niveau de protection dépend de la teneur en fines, les sols les plus fins ayant une plus forte teneur en eau et freinant davantage la progression du front de gel. Les chiffres donnés dans le tableau 21 constituent un extrait du tableau complet du catalogue [8], ils donnent la valeur de *Z* en fonction de l'épaisseur *h_n* de matériau non gélif et du pourcentage de fines.

Tableau 21 – Valeurs de Z en fonction de l'épaisseur <i>h_n</i> du matériau non gélif et de sa teneur en fines <i>f</i>					
<i>h_n</i> (cm)	20	40	60	80	100
<i>f</i> < 5 %	1,3	3,5	5,8	8,1	10,5
5 % ≤ <i>f</i> < 35 %	1,7	4,1	6,7	9,2	11,6
<i>f</i> ≥ 35 %	2,1	4,8	7,7	10,5	13,3

Pour chaque type de chaussée et chaque couple *T_i*–*PF_j*, le catalogue donne, en fonction de *QB* déterminé suivant la méthode ci-dessus, l'indice de gel *IA* admissible de la chaussée.

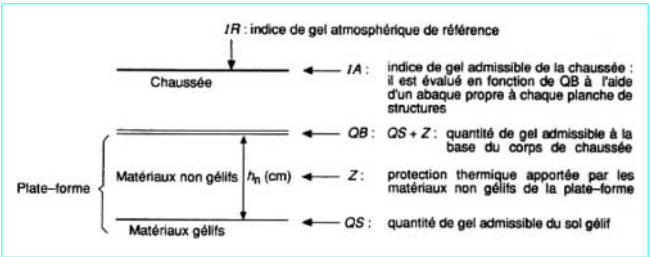


Figure 18 – Vérification au gel-dégel

On compare ensuite IA et IR :

- si IA est supérieur à IR , la structure peut être retenue ;
- si IA est inférieur à IR , la structure est insuffisante. On refait l'ensemble du processus de vérification au gel-dégel après avoir, soit augmenté l'épaisseur non gélive du matériau de plate-forme, soit diminué sa sensibilité au gel, soit choisi une chaussée plus épaisse.

5.7 Conception et dimensionnement des chaussées en béton

Plusieurs particularités des chaussées en béton font que leur « fonctionnement » est très différent de celui des autres chaussées :

- le retrait du béton, quand il n'est pas contrecarré par des armatures d'acier (cas du béton armé continu), oblige à prévoir des joints de retrait régulièrement espacés ;
- ces joints sont plus ou moins ouverts suivant la température et le transfert des charges entre deux dalles élémentaires jointives est donc plus ou moins important ;
- les gradients thermiques entre le haut et le bas de la dalle induisent des tendances au bombement ou à la cambrure de la dalle. Ces tendances, contrecarrées par le poids de la dalle, induisent des contraintes (figure 19) ;
- le passage des charges d'une dalle élémentaire à l'autre produit une attrition de la fondation en créant des fines susceptibles de se déplacer avec l'eau présente sous les joints. Ce phénomène, appelé « pompage », suscite la formation des cavités sous les bords de dalle. La dynamique des efforts au passage des roues fait qu'il n'est pas symétrique et que la dalle aval se dénivelé de plus en plus par rapport à la dalle amont. C'est la mise « en escalier » des dalles (figure 20).

La prise en compte de ces mécanismes a conduit à un ensemble contrasté de types de chaussées en béton.

Dans tous les cas, le rôle très défavorable de l'eau à l'interface avec le sol de fondation conduit à soigner particulièrement le drainage latéral en bordant la chaussée de béton drainant.

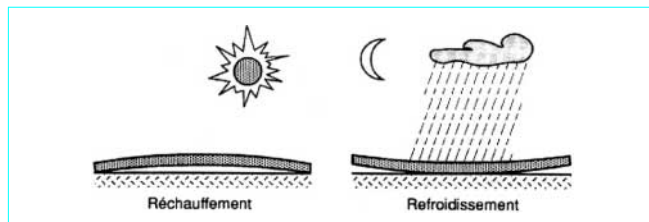


Figure 19 – Courbures des dalles en fonction du gradient thermique

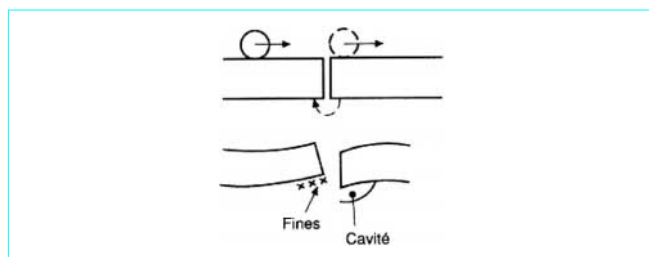


Figure 20 – Pompage sous une chaussée en béton

Dans tous les cas, également, on évite l'effet de bord, qui résulterait du passage des roues près du bord de dalle et qui induirait une forte augmentation des contraintes, en prévoyant une surlargeur de la chaussée par rapport à la zone de roulement limitée par les bandes de marquage.

5.7.1 Différents types de chaussées en béton

■ Chaussées à dalles non armées et non goudonnées

On prévient la fissuration transversale spontanée due au retrait en réalisant des joints régulièrement espacés par moulage dans le béton frais (voirie agricole ou de lotissement) ou par striage (§ 4.4).

Ils sont espacés de 4 à 6 m et inclinés de 1/6 sur l'axe pour que les deux roues d'un même essieu ne les aborde pas en même temps.

	PF ₁	PF ₂	PF ₃
T ₀	22 cm BAC 22 cm Bm	22 cm BAC 19 cm Bm	22 cm BAC 15 cm Bm
T ₁	22 cm BAC 18 cm Bm ou 20 cm GH SH	20 cm BAC 17 cm Bm ou 18 cm GH ou 20 cm SH	20 cm BAC 15 cm GH, SH, Bm
T ₂	20 cm BAC 19 cm Bm ou 20 cm GH ou 22 cm SH	18 cm BAC 18 cm Bm, GH ou 20 cm SH	18 cm BAC 14 cm Bm ou 15 cm GH ou SH
T ₃	18 cm BAC 19 cm Bm ou 20 cm GH ou 22 cm SH	17 cm BAC 18 cm Bm, GH ou 20 cm SH	16 cm BAC 14 cm Bm ou 15 cm GH ou SH

a) chaussée en béton armé continu

	PF ₁	PF ₂	PF ₃
T ₀	28 cm BC 18 cm Bm	28 cm BC 15 cm Bm	26 cm BC 15 cm Bm
T ₁	26 cm BC 18 cm Bm	26 cm BC 15 cm Bm	24 cm BC 15 cm Bm
T ₂	24 cm BC 15 cm Bm	24 cm BC 12 cm Bm	22 cm BC 12 cm Bm
T ₃	22 cm BC 15 cm Bm	22 cm BC 12 cm Bm	20 cm BC 12 cm Bm

b) chaussée en béton non armé sur béton maigre

BAC béton armé continu
BC béton non armé
Bm béton maigre
GH grave hydraulique
SH sable hydraulique

Figure 21 – Dimensionnement de chaussées en béton de ciment

■ Chaussées à dalles goudonnées

Le transfert des charges entre dalles est assuré par des goudons en acier à mi-épaisseur de la dalle au niveau de chaque joint. Les goudons sont constitués de barres d'acier lisse de 20 à 30 cm de longueur, espacées de 30 cm. Une moitié de la longueur (et parfois la totalité) est enduite d'un produit évitant l'adhérence au béton. Ils sont posés sur des berceaux avant le passage de la machine de bétonnage ou insérés dans le béton frais par vibration.

■ Chaussées en béton armé continu

On met en place une nappe d'armatures longitudinales dont la section est de l'ordre de 0,6 à 0,7 % de la section du béton.

Il n'y a plus alors à réaliser de joints transversaux. Il se développe, par contre, un réseau de fissures nombreuses, mais très fines, résultant du retrait contrarié par l'adhérence sur les armatures.

5.7.2 Dimensionnement

La complexité des phénomènes décrits précédemment oblige à pondérer sérieusement le calcul théorique par l'expérimentation.

Nous n'entrerons pas dans le détail du calcul. Indiquons simplement qu'en l'absence de tout transfert de charge, la contrainte en bord de joint est 1,55 fois la contrainte en pleine dalle.

La figure 21 présente le dimensionnement de deux types très répandus de chaussées en béton de ciment, les notations étant celles du catalogue des structures [8].

6. Exécution des travaux

6.1 Préparation des mélanges

6.1.1 Préparation des granulats

Sauf dans le cas de tout-venant alluvionnaire, les matériaux de chaussée sont reconstitués à partir des différentes fractions granulaires et, souvent, de liants.

Le mélange est réalisé dans des centrales, fixes ou mobiles, qui, si elles diffèrent selon les constructeurs et le type de mélange à préparer, réalisent toutes un certain nombre de fonctions communes :

- les granulats sont stockés à proximité immédiate de la centrale, en tas séparés. Ils sont repris par des chargeurs ou des bandes transporteuses pour alimenter des trémies de petite capacité, munies d'extracteurs à débit contrôlé ;
- ces trémies alimentent, suivant le débit prédéterminé en fonction de la composition du mélange, des bandes transporteuses qui aboutissent elles-mêmes à un malaxeur ;
- ce flux de granulats est malaxé avec ajout du ou des liants liquides ou pulvérulents, eux-mêmes stockés et dosés ;
- le mélange ainsi réalisé est soit stocké, soit chargé directement sur camion.

6.1.2 Centrales pour le traitement aux liants hydrauliques

Ce sont de véritables usines, mobiles ou semi-mobiles, qui se sont compliquées avec le perfectionnement de la technique.

La figure 22 montre le principe d'une telle centrale dans le cas d'une grave-ciment avec une seule trémie d'alimentation en granulats. En fait, il est maintenant courant de travailler avec 3 granularités de base, voire 4 dans certains cas.

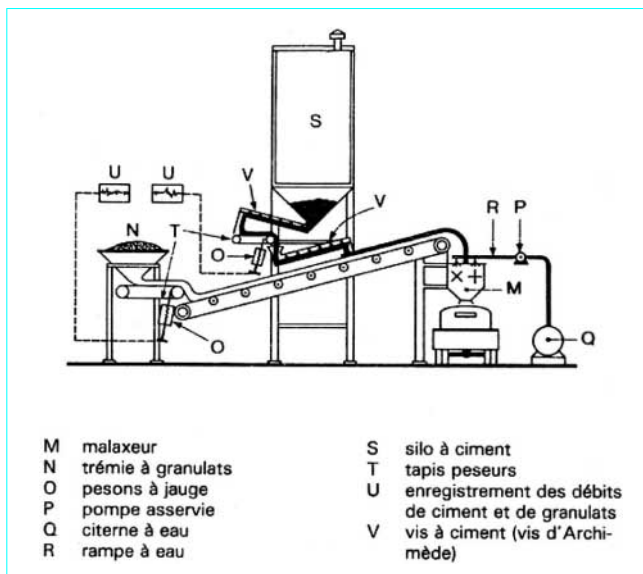


Figure 22 – Centrale à grave-ciment, non automatique, mais à dosage pondéral continu, contrôlé

Une centrale de traitement aux liants hydrauliques comporte essentiellement :

- un malaxeur travaillant en continu. Ce malaxeur est constitué d'une cuve rectangulaire dans laquelle sont montés deux arbres parallèles équipés de bras et palettes en acier ou en fonte ;
- un ensemble de doseurs pour les granulats permettant de reconstituer le dosage prévu. Ce dosage peut être volumétrique (réglé par l'ouverture de la trappe de sortie) ou pondéral, la bande d'extraction étant munie d'un dispositif de pesée ;
- des silos à liant, c'est-à-dire suivant les cas, à ciment, à chaux, à laitier, à cendres volantes, à pouzzolanes ;
- des convoyeurs à bande ;
- un ensemble de distribution d'eau ;
- éventuellement, les dispositifs d'alimentation en additifs, par exemple en retardateur de prise.

Initialement, le malaxeur était très généralement en position haute, comme sur la figure, et déversait directement le mélange dans les camions transporteurs. Ce procédé présente l'inconvénient d'être dans l'obligation d'arrêter la centrale s'il y a un manque de camions. On préfère maintenant placer le malaxeur en position basse. Le mélange est alors repris par un transporteur qui l'achemine vers une trémie de stockage sous laquelle se placent les camions pour être chargés.

La capacité des centrales peut maintenant atteindre 1 000 t/h. De telles centrales peuvent être utilisées pour la préparation des graves-émulsion, l'eau étant remplacée par l'émulsion.

6.1.3 Centrales pour la préparation des bétons bitumineux et des graves-bitume

On utilise concurremment des centrales discontinues et des centrales continues.

Dans les premières (figure 23), le flux continu des granulats et du filler est interrompu par une trémie d'attente. On réalise ensuite des gâchées discontinues en ajoutant le bitume en proportion convenable.

Dans les deuxièmes (figure 24), les matériaux constituent des flux ininterrompus qui sont mélangés en fin de parcours.

Dans les postes continus traditionnels, les granulats passent dans un sècheur avant d'aboutir au malaxeur. Dans les centrales à tambour sècheur-enrobeur, les fonctions de séchage et d'enrobage sont réalisées simultanément. Ce dernier type de centrale tend actuellement à se généraliser au détriment des centrales continues traditionnelles et même des centrales discontinues.

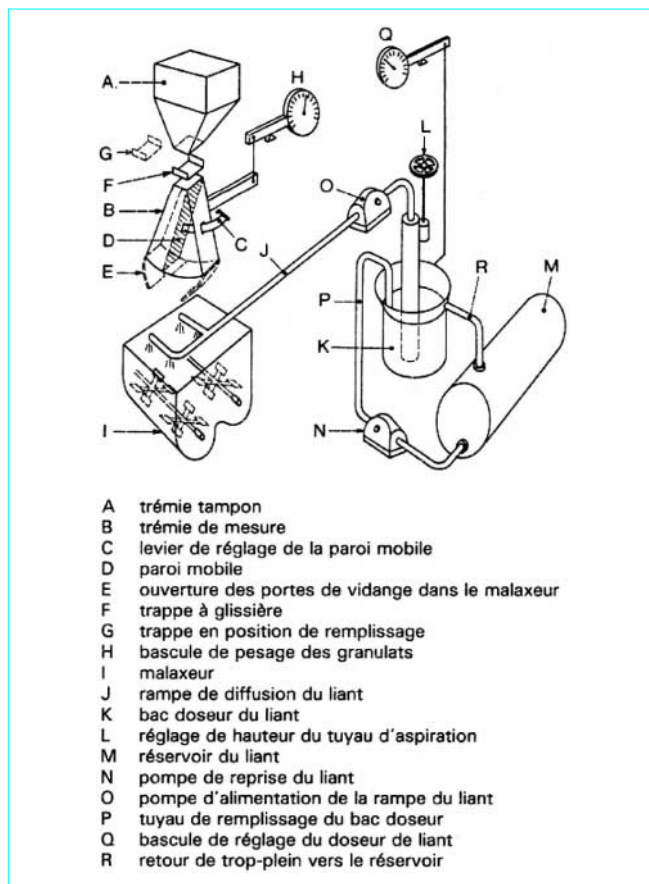


Figure 23 – Centrale discontinue à dosage volumétrique et à réglage pondéral de bétons bitumineux et graves-bitume

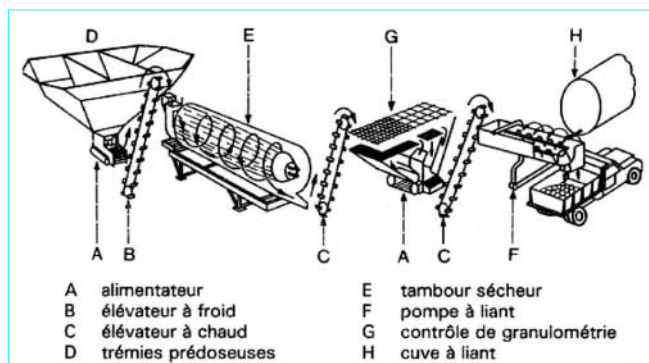


Figure 24 – Centrale continue à bétons bitumineux et graves-bitume

Dans les **centrales continues traditionnelles et les centrales discontinues**, on trouve toujours :

- des trémies prédoseuses dans lesquelles les différents granulats sont stockés et qui, par des extracteurs volumétriques ou pondéraux, permettent l'écoulement d'un débit constant de chaque calibre ;
- un tambour sècheur, cylindre rotatif muni d'un brûleur, qui permet le séchage et le chauffage des granulats ;
- un silo à filler avec reprise par vis d'Archimède.

Cet ensemble est suivi, pour les **centrales discontinues**, par :

- un crible alimentant des trémies de pesage renfermant des granulats de calibre déterminé ;
- un godet peseur qui est rempli automatiquement par succession de pesées de chaque granulat en fonction de la formule arrêtée ;
- un dispositif de pesage et d'injection du bitume ;
- un dispositif de pesée du filler additionnel ;

et, pour les **centrales continues**, par :

- éventuellement, un trieur doseur (crible et trémies avec extracteur analogue au prédoseur) ;
- un dispositif de dosage du bitume avec une pompe asservie à l'alimentation en granulats ;
- un alimentateur continu en filler.

Enfin, dans les deux cas, la chaîne se ferme sur :

- un malaxeur, en général à palettes et à arbres horizontaux, avec un dispositif d'évacuation pour chargement de camions ;
- un dispositif de dépoussiérage à la sortie de la cheminée du sècheur qui permet à la fois de récupérer une partie des fines que le ventilateur de tirage du sècheur entraîne vers l'extérieur, et d'éviter la pollution que produirait le rejet dans l'atmosphère des fines non récupérées.

Dans les centrales à tambour sècheur-enrobeur, séchage et malaxage sont réalisés dans une seule unité dite « tambour sècheur-enrobeur ». Les granulats humides et les fines, préalablement dosés en proportions conformes à la formulation, sont introduits dans ce tambour.

Un équipement spécial du tambour permet l'homogénéisation des composants, le séchage et l'enrobage de l'ensemble.

L'avancement des matériaux se fait grâce à l'inclinaison du tambour, au sein duquel se délimitent plusieurs zones de travail. Dans la première zone s'opère la dessiccation des matériaux et le chauffage des granulats secs. Dans la deuxième zone, le bitume est introduit et l'enrobage commence, le réglage étant tel qu'il soit complet à la sortie du tambour. Les enrobés sont alors repris dans un élévateur capoté et envoyés dans une trémie de stockage. Précisons que la plupart des installations comportent la possibilité d'introduire des enrobés de récupération, permettant ainsi des économies de bitume et de granulats.

L'originalité du système consiste dans la réalisation, à l'aide des matériaux eux-mêmes, d'un écran qui divise le tambour en deux parties d'inégale longueur : une partie où se développe la flamme du brûleur et une partie où le bitume, introduit derrière l'écran qui le protège contre le rayonnement de la flamme, se mélange aux granulats. C'est dans cette zone que sont introduits les enrobés de récupération.

Outre l'avantage d'une plus grande simplicité et d'un poids plus réduit, les centrales à tambour sècheur-enrobeur présentent celui d'être très peu polluantes, les fines étant enrobées avant d'avoir pu s'échapper. Elles ne nécessitent qu'un dépoussiérage léger.

6.1.4 Centrales à béton

Elles ne diffèrent pas de celles utilisées pour les autres travaux de génie civil.

6.1.5 Techniques de régénération et de recyclage

Pendant longtemps, la réfection des couches de roulement en béton bitumineux présentant des défauts a été réalisée en les recouvrant d'une couche de matériau neuf.

Cette technique présente l'inconvénient de surélever le niveau de la chaussée et oblige à une remise à niveau des glissières de sécurité, des accotements et des bordures. Elle réduit le gabarit des passages inférieurs. En agglomération, elle conduit à des problèmes quelquefois importants vis-à-vis des seuils des habitations riveraines.

Ces considérations, ajoutées aux considérations économiques liées au prix du bitume et des granulats et au souci de réduire la consommation de produits pétroliers, ont entraîné au cours de ces dernières années toute une série de techniques nouvelles d'entretien dont les principales sont les suivantes.

■ Fraisage à froid

Il permet d'enlever une certaine épaisseur (limitée à 1 ou 2 cm) du matériau de revêtement. Il est réalisé au moyen d'un tambour rotatif équipé de couteaux ou de pics. Les matériaux récupérés sont particulièrement bien adaptés au recyclage en centrale. Après travaux, la surface présente un aspect assez grossier, qui oblige la plupart du temps à réaliser une finition de surface au moyen d'un enduit superficiel.

■ Rabotage et fraisage à chaud

Cette technique permet d'enlever le matériau jusqu'à 4 cm de profondeur environ. Elle consiste à réchauffer le matériau à 160 ou 180 °C par un dispositif à infrarouges, ce qui le rend malléable, puis à le mettre en cordon par fraisage ou rabotage par des lames réglables en profondeur et en direction. On remplace ensuite l'enrobé scarifié par une épaisseur égale d'enrobé neuf.

■ Thermoprofilage

Au lieu d'enlever l'enrobé réchauffé à 160 ou 180 °C, on le nivelle sans enlèvement ni apport d'enrobé neuf. Le résultat est obtenu en décohésoionnant et en homogénéisant le matériau réchauffé sur plusieurs centimètres d'épaisseur, en l'égalisant grâce à une lame animée d'un mouvement transversal, puis en le lissant par une poutre chauffée équipée de dameurs et de vibreurs, qui assurent un précompactage du matériau retraité.

■ Thermorégénération

Le procédé se différencie du précédent sur deux points. On peut tout d'abord enlever une partie des enrobés en place après qu'ils aient été réchauffés et scarifiés. On ajoute, de plus, des enrobés neufs qui, déposés sur l'enrobé ancien foisonné, sont ensuite régalez et précompactés par le vibreur-dameur.

■ Recyclage en place

Il consiste en un traitement en place d'enrobés bitumineux par chauffage, scarification du revêtement, malaxage avec les correctifs nécessaires et remise en œuvre du mélange.

L'ensemble est réalisé par une seule machine qui exécute les opérations suivantes :

- chauffage de la chaussée ;
- scarification et mise en cordon de l'enrobé ;
- acheminement de l'enrobé d'apport vers le malaxeur ;
- malaxage de l'enrobé ancien avec l'enrobé ou l'agent correcteur dans le malaxeur ;
- répandage au profil souhaité du mélange obtenu.

Il n'y a donc plus deux couches successives comme dans la thermorégénération, mais une seule couche d'épaisseur légèrement plus forte qu'avant le traitement.

■ Recyclage en centrale

Il consiste à réutiliser, dans un poste d'enrobage, des enrobés anciens provenant du fraisage à froid ou de la démolition de chaussées.

L'opération peut se faire soit dans une centrale discontinue, les enrobés étant ajoutés froids dans le malaxeur en proportion inférieure à 20 %, soit dans une centrale à tambour sèche-enrobeur équipée pour le recyclage. La proportion d'enrobés de récupération peut alors aller jusqu'à 60 %.

6.2 Mise en œuvre des mélanges

6.2.1 Fondations et couches de base

Les granulats mélangés, humidifiés et, le cas échéant, traités en centrale sont chargés sur un camion et transportés sur le site. Là, ils doivent être répandus au sol, en quantité convenable, de telle sorte qu'après compactage on ait :

- une cote de surface finie conforme au projet ;
- une épaisseur conforme au projet ;
- une compacité supérieure au minimum spécifié au contrat.

Tout cela est obtenu par les opérations suivantes : répandage, compactage, fin réglage.

Le répandage est effectué de plusieurs façons ;

- les camions, préalablement pesés, peuvent déverser leur chargement à même le sol, et une niveleuse vient ensuite étaler, répartir et faire un premier réglage ;
- les camions peuvent déverser dans un engin qui répand une couche régulière. Cet engin peut lui-même être un simple profileur de cordon. Il peut aussi être un finisseur du type que nous verrons à propos des enrobés (§ 6.2.2).

Le serrage des granulats est ensuite obtenu par passages de compacteurs de plusieurs types, à pneus, vibrants, mixtes, etc. (article *Terrassements. Matériels et exécution* [C 5 360] dans ce traité).

Une fois compactée, la couche doit être réglée de façon à respecter la cote théorique et à offrir un profil sans flache ni bosse. C'est l'opération de fin réglage. Cette opération doit se faire par scalpage, sans chercher à déplacer les quelques matériaux enlevés des bosses pour remplir les creux, sinon il y a une très mauvaise interpénétration. Cela suppose donc que la couche a une légère surépaisseur après compactage et que l'excédent est rejeté sur le côté ou évacué.

L'opération se fait en général à la niveleuse, soit en suivant une ligne de piquets, soit en utilisant une niveleuse ayant un équipement spécial :

- le bord de lame a un palpeur qui se guide sur un fil ; la lame est automatiquement maintenue à la cote ;
- la lame a une pente prééglée et asservie à un pendule très amorti.

Avec ce dispositif on réalise un profil en travers, à la fois de pente convenable et de cote convenable.

6.2.2 Bétons bitumineux

Sauf cas très particuliers, les bétons bitumineux sont universellement répandus avec un finisseur équipé d'une poutre lisseuse flottante. Le finisseur est constitué par un châssis à chenilles comportant :

- une trémie de réception des enrobés ;
- un tapis à barettes alimentant l'arrière ;
- une vis hélicoïdale répartissant les enrobés en largeur.

Au châssis est articulée, au bout d'un bras de 3 m environ, une poutre lourde. Cette poutre flotte sur les enrobés et tend à maintenir un angle d'attaque qui réalise l'équilibre entre la réaction des enrobés, le poids de la poutre et la traction horizontale.

L'angle d'attaque peut varier de deux façons :

- le conducteur, par une vis par exemple, fait varier l'angle entre le bras et la poutre ; celle-ci va immédiatement réagir, et l'épaisseur d'enrobés va varier ;

— le profil de la route varie. Pour les mêmes raisons, la poutre va réagir, et l'on peut voir que, par construction, l'engin permet de diminuer l'amplitude des vagues d'un profil en long pour des longueurs d'onde allant jusqu'à 10 m environ ; au-delà, il n'est guère efficace. Néanmoins cet engin est un excellent reprofileur.

Le compactage est ensuite réalisé, comme pour les couches de base et de fondation, à l'aide de compacteurs de types variés.

6.2.3 Enduits superficiels

Après balayage et nettoyage de la couche à revêtir, le liant est répandu avec une citerne mobile montée sur un camion et dotée d'un dispositif de pulvérisation permettant un dosage convenable.

Le gravillon est ensuite répandu par des camions à bennes basculantes et munis d'un dispositif répartiteur (cylindre gaufré et bavettes de répartition) qui est asservi à la vitesse du camion et répand une nappe de gravillons sur le liant frais. Le camion circule en marche arrière pour pouvoir rouler sur les gravillons qu'il vient de répandre.

7. Équipements de la route

La route une fois réalisée doit être « habillée » grâce à des équipements qui permettent pour certains d'améliorer la sécurité, pour d'autres d'informer et de guider l'automobiliste.

Les paragraphes qui suivent décrivent brièvement les principaux types d'équipement.

7.1 Dispositifs de retenue

7.1.1 Classification

Ce sont les dispositifs destinés à retenir les véhicules lors des sorties accidentelles de la chaussée. Ils font, en France, l'objet d'une réglementation très stricte et d'un agrément basé sur des essais de choc en vraie grandeur.

Les dispositifs de retenue sont classés en différentes catégories :

- latéraux lorsque les angles probables de heurt sont inférieurs à 45°. Ils s'emploient en section courante sur accotement ou sur terre-plein central ;
- frontaux lorsqu'ils risquent d'être percutés sous un angle compris entre 45 et 90° (cas des divergents en particulier) ;
- simples lorsqu'ils ne sont efficaces que d'un seul côté ;
- doubles lorsqu'ils peuvent être percutés des deux côtés en ayant un comportement identique lors du choc ;
- ils sont souples lorsqu'ils se déforment lors du choc et conservent une déformation permanente ;
- ils sont rigides s'ils ne subissent aucune déformation ni aucun déplacement lors du choc d'une voiture.

On classe les dispositifs latéraux en deux catégories :

- les glissières de sécurité qui retiennent les voitures (1 250 kg pour la voiture d'essai) dans de bonnes conditions de sécurité. Elles sont réparties en trois niveaux suivant l'angle de choc et la vitesse de la voiture d'essai ;
- les barrières de sécurité qui doivent être capables de retenir des véhicules lourds, tout en n'étant pas agressives pour les véhicules légers. Elles sont classées en trois catégories (légères, normales et lourdes) suivant le poids du véhicule d'essai (3,5 t, 12 t et 38 t).

7.1.2 Glissières de sécurité

Trois types de glissières de sécurité peuvent être utilisés.

Les **glissières métalliques classiques** (figure 25) sont constituées de deux lisses fixées sur des supports par l'intermédiaire d'écarteurs. La distance des supports est de 2 ou 4 m suivant le type de glissière. Les espacements de 4 m donnent une plus grande souplesse à la glissière, mais également un plus grand débatement en cas de choc. Elles doivent donc être plus éloignées des obstacles et, pour les glissières doubles, du bord de la chaussée.

Les **glissières Gierval** présentent sous leur forme double un encombrement moindre que les glissières classiques (figure 26). La distance des supports est de 2, 4 ou 6 m. Pour le réseau national, leur utilisation est soumise à un certain nombre de conditions. Pour les terre-pleins centraux d'autoroute, elle est déconseillée lorsque le trafic de poids lourds est supérieur à 2 000 PL/j par sens.

Les **séparateurs en béton** de type GBA (glissière en béton adhérent) ou DBA (double en béton adhérent) sont constitués d'un muret continu en béton faiblement armé coulé en place et qui présente un profil spécifique. Ils sont capables de retenir les poids lourds de 12 t et entrent donc dans la classe des barrières normales de sécurité. Pour les voitures légères, le profil, par sa forme particulière (figure 27), limite le frottement de la carrosserie sur le dispositif.

En ce qui concerne les barrières de sécurité, outre les GBA et DBA déjà évoquées, il en existe de nombreux types généralement adaptés aux ouvrages d'art.

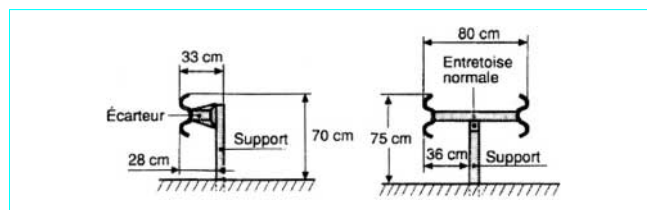


Figure 25 – Glissières métalliques simple et double

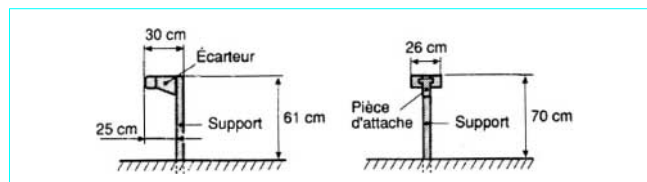


Figure 26 – Glissières Gierval simple et double

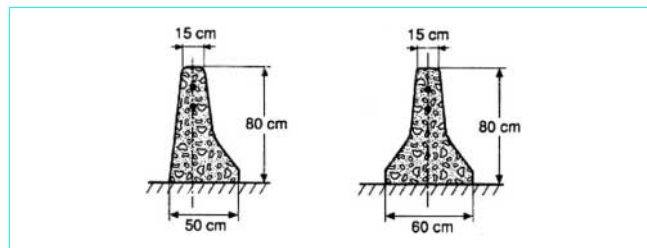


Figure 27 – Séparateurs en béton GBA et DBA

7.1.3 Dispositifs de retenue frontaux

Ils permettent d'isoler des obstacles saillants ponctuels et se rangent en deux catégories :

- les **musoirs métalliques** en tôle profilée (rayon supérieur à 2 m) ou en tôle plate (rayon égal à 1 m) ; ils sont schématisés sur la figure 28 ;
- les **atténuateurs de choc** à déformation métallique (figure 29) ou inertiels à eau. Pour ces derniers, l'inertie du véhicule est absorbée par l'éjection verticale de l'eau des fûts, généralement en caoutchouc.

7.2 Ralentisseurs

Ils ont pour objet d'inciter les conducteurs à réduire la vitesse de leur véhicule.

Deux types de ralentisseurs sont couramment utilisés.

■ Ralentisseurs de type dos-d'âne

Du fait de leur agressivité, notamment pour les deux-roues, leur utilisation doit être limitée aux zones où l'on souhaite imposer une vitesse très réduite (moins de 30 km/h).

Leurs caractéristiques sont strictement codifiées sur la base du résultat des essais réalisés par l'Union technique de l'automobiliste, du motocycle et du cycle (UTAC). Elles sont définies par la figure 30.

Ils doivent être établis perpendiculairement à l'axe de la chaussée et continus sur toute la largeur de celle-ci.

Ils doivent être bien visibles par l'automobiliste et, pour cela, situés à plus de 20 m des virages et des carrefours. Le matériau qui les constitue doit avoir une couleur différente de celle de la chaussée. Ils doivent être annoncés par un panneau portant la mention « ralentisseur » en signalisation avancée.

■ Bandes rugueuses

Elles sont constituées de bandes d'enduit en relief disposées transversalement à la chaussée induisant de légères secousses dans les véhicules. L'ensemble du dispositif comporte plusieurs bandes parallèles.

Elles attirent l'attention du conducteur afin que celui-ci adapte sa vitesse à la configuration du site. Elles ne doivent cependant pas constituer une gêne excessive, ni entraîner des réactions dangereuses.

Le conducteur doit voir les bandes à l'avance et il est donc important qu'elles se distinguent de la chaussée, en particulier par leur couleur et qu'elles soient présignalisées.

Elles constituent des dispositifs d'alerte utilisés à l'approche de points dangereux.

Sur le réseau national, on a préconisé des ensembles de 11 bandes de 50 cm de largeur à une distance variable avec la distance d'approche (figure 31).

Plusieurs techniques sont utilisables :

- les enduits classiques ou des enduits à base de brai-époxy avec, dans les deux cas, utilisation de gravillons durs ;
- les résines thermoplastiques gravillonnées ou non ;
- les moquettes routières constituées de rouleaux de PVC, gravillonnées, fabriquées en usine, appliquées sur la chaussée par collage à chaud.

7.3 Éclairage

Nota : on se reportera utilement aux articles *Éclairage. Données de base* [C 3 340], *Éclairage. Matériel et projets* [C 3 341] et *Éclairage. Documentation* [C 3 342] de ce traité.

L'éclairage des voies urbaines constitue un élément important de sécurité pour les piétons et pour les automobilistes, en même temps qu'un agrément évident pour le cadre de vie. Il est maintenant généralisé dans toutes les villes et beaucoup de villages.

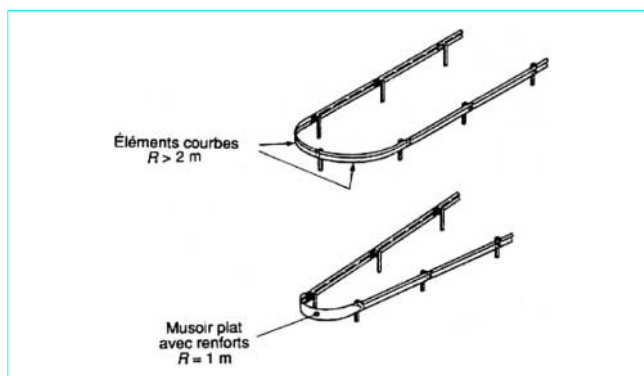


Figure 28 – Dispositifs de retenue frontaux de type musoir métallique

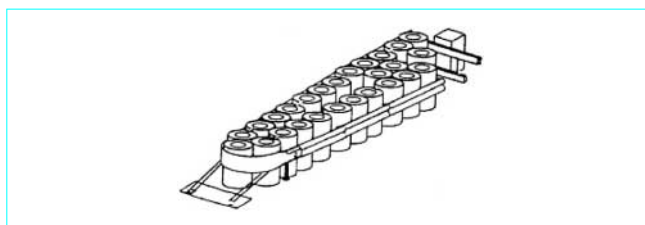


Figure 29 – Atténuateur à déformation métallique

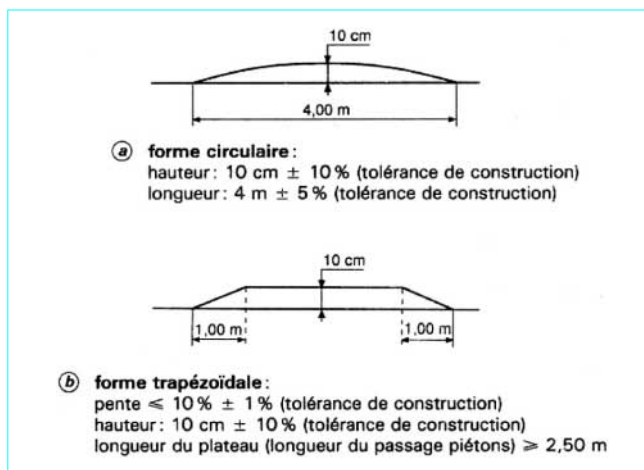


Figure 30 – Ralentisseurs de type « dos-d'âne »

L'éclairage des routes de rase campagne est un élément de confort pour la conduite en même temps qu'un facteur de sécurité. Compte tenu de son coût d'investissement et de fonctionnement, il ne peut cependant être utilisé que pour les routes très circulées ainsi que dans toutes les zones où sa présence est susceptible d'améliorer de façon importante la sécurité.

En ville, l'éclairage doit faciliter le déplacement des piétons sur les trottoirs et les rendre visibles par l'automobiliste lorsqu'ils traversent la chaussée. En section courante, le but à rechercher est qu'ils se détachent sur le fond général constitué par la chaussée éclairée. Au droit des passages piétons, on tend à utiliser le principe inverse et à mettre en place un éclairage focalisé sur le seul passage piétons, grâce à des lampadaires spécialement adaptés. On recherche pour ce type d'éclairage une luminance importante, de telle façon que les automobilistes perçoivent la présence du passage en même temps que celle des piétons (figure 32).

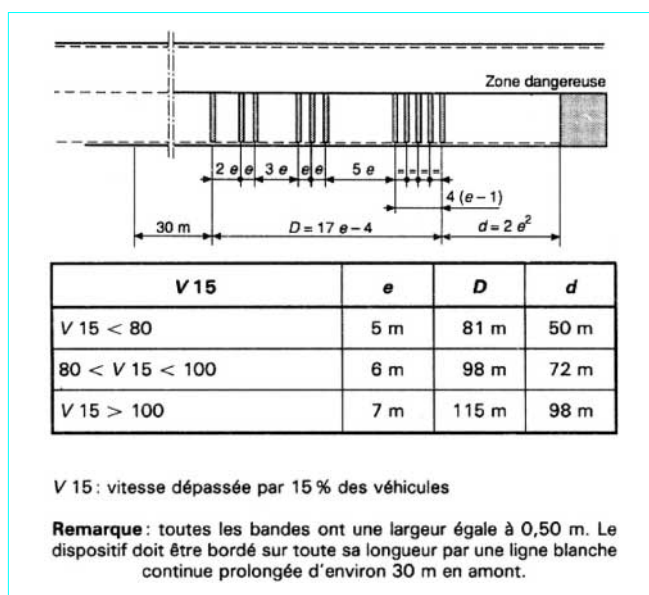


Figure 31 – Dispositif d'alerte à base de bandes rugueuses

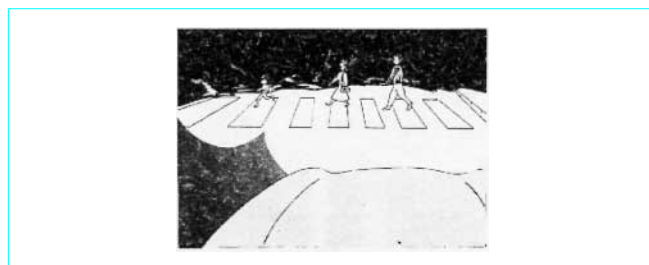


Figure 32 – Éclairage additionnel de passage piétons

En rase campagne, l'éclairage a surtout pour objectif de bien mettre en évidence les limites de la chaussée. Simultanément, il doit être conçu de façon à limiter l'éblouissement, et également à éviter les alternances de zones claires et sombres, qui gênent les conducteurs.

L'uniformité longitudinale est obtenue en limitant la valeur du rapport entre l'écartement et la hauteur du candélabre à 3,5 pour les implantations unilatérales, 3,2 pour les implantations en quinconce. L'uniformité transversale est liée au rapport entre la hauteur du candélabre et la largeur de la chaussée, qui doit être supérieur à 1 pour une implantation unilatérale et 0,5 pour une implantation en quinconce.

Le dispositif d'éclairage est constitué de **candélabres** supportant des lampes.

Les candélabres doivent être dimensionnés et conçus pour résister aux efforts dus au vent et aux chocs, résister à la corrosion, être relativement légers pour faciliter la manutention, faciliter l'accès des appareillages. Ils doivent présenter une esthétique adaptée au site sur lequel ils sont implantés. Il en résulte de nombreux types. La figure 33 présente un certain nombre de silhouettes couramment utilisées.

Les deux objectifs essentiels visés dans le choix des lampes sont l'efficacité lumineuse, quotient du flux lumineux émis par la puissance consommée, et la durée de vie. D'autres paramètres sont également pris en compte tels que la couleur apparente des lampes et le rendu des couleurs.

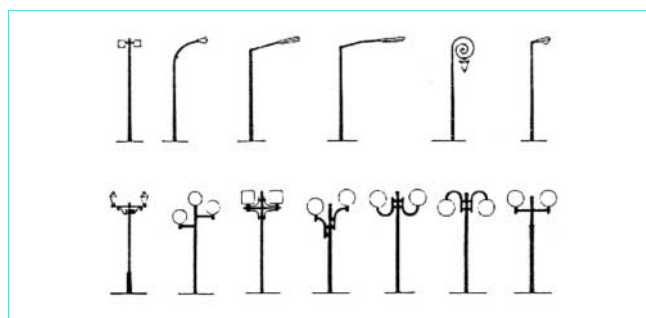


Figure 33 – Quelques silhouettes de candélabres

De nombreux types de lampes sont proposés par les fabricants qui présentent toutes des avantages et des inconvénients spécifiques.

Les **lampes à décharge** ont une bonne efficacité lumineuse, une grande durée de vie, une bonne résistance aux chocs et aux vibrations, mais une forte sensibilité aux variations de voltage : lampes à vapeur de mercure, lampes mixtes mercure/incandescence, lampes à vapeur de sodium basse et haute pressions, lampes aux iodures métalliques.

7.4 Marquage des chaussées

Il a pour but d'indiquer sans ambiguïté les parties de la chaussée réservées aux différents sens de circulation ou à certaines catégories d'usagers, ainsi que, dans certains cas, la conduite que doivent observer les usagers.

Le marquage des chaussées n'est pas obligatoire, sauf sur routes express et autoroutes ainsi que dans certains cas spécifiques (ligne complétant les panneaux Stop...).

Les caractéristiques des marques sont strictement définies par l'Instruction interministérielle sur la signalisation routière [9].

La largeur des lignes est définie par rapport à une largeur unité u différente suivant le type de route. On adopte pour valeur de u : 7,5 cm pour les routes à chaussées séparées, 6 cm pour les routes importantes, 5 cm pour les autres types de route.

On distingue plusieurs catégories de marques :

— les **lignes longitudinales** (figure 34) ;

- continues infranchissables,
- discontinues axiales ou de délimitation des voies (T1 et T'1),
- discontinues d'annonce d'une ligne continue ou de délimitation des voies en agglomération (T3),
- discontinues de marquage de rive (T2),
- mixtes (ligne discontinue du type T1 ou T3, accolée à une ligne continue) qui ne peuvent être franchies qu'à partir d'un seul côté,
- continues ou discontinues de délimitation de voies réservées à certaines catégories de véhicules (T3) ou de délimitation de bande d'arrêt d'urgence (T'3) ;

— les **flèches** :

- directionnelles,
- de rabattement ;

— les **lignes transversales** :

- ligne continue « Stop »,
- ligne discontinue « Cédez le passage » ;

— les **autres marques** pour piétons, cyclistes, transports en commun et stationnement.

C'est la couleur blanche qui est prescrite pour les marquages sur chaussée.

Le jaune est utilisé pour interdire l'arrêt ou le stationnement et pour le marquage temporaire.

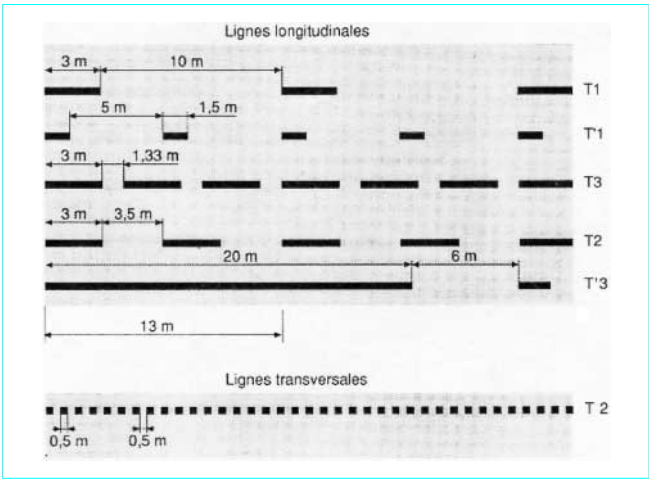


Figure 34 – Lignes longitudinales et transversales

7.5 Signalisation verticale

7.5.1 Généralités

Le Code de la route et l’Instruction interministérielle sur la signalisation routière distinguent quatre types de panneaux de signalisation :

- les **panneaux de danger**, de forme triangulaire, imposent aux usagers une vigilance spéciale et un ralentissement adapté aux dangers signalés : virage à droite ou à gauche, cassis, chaussées rétrécies, passage pour piétons, etc. ;
- les **panneaux d’intersection et de priorité**, de forme triangulaire, carrée (placés sur pointe) et octogonale ;
- les **panneaux de prescription**, circulaires, se subdivisent en panneaux d’interdiction (circulation interdite, sens interdit, interdiction de tourner à droite ou à gauche, etc.), panneaux de fin d’interdiction, panneaux d’obligation (obligation de contourner un giratoire, direction obligatoire, chemin obligatoire pour piétons), panneaux de fin d’obligation ;
- les **panneaux d’indication**, rectangulaires éventuellement complétés par les pointes de flèche. C’est dans cette catégorie que se range la signalisation de direction sur laquelle nous reviendrons.

Les panneaux proprement dits peuvent être complétés par des panoneaux destinés à donner aux usagers des indications complémentaires : distance au point signalé, longueur de la section couverte par la prescription, silhouette des véhicules auxquels elle s’applique, etc. Leur contenu et leurs caractéristiques sont codifiés de façon très stricte.

Dans la conception et l’implantation de ces panneaux, on doit prendre en compte les conditions de leur perception par l’usager qui se déplace à vitesse élevée et qui est sollicité par les exigences de la conduite. On doit, pour cela, respecter les principes suivants :

- l’inflation des signaux nuit à leur efficacité, il ne faut donc les placer que s’ils sont vraiment utiles ;
- il ne faut pas demander à l’automobiliste un effort de lecture ou de mémoire excessif. On doit donc réduire et simplifier les indications le plus possible et, le cas échéant, répartir les signaux sur plusieurs supports échelonnés ;
- on a pu montrer que l’observateur moyen ne peut d’un seul coup percevoir et comprendre plus de deux symboles ;
- en signalisation de direction, le nombre de mentions signalées ne doit pas dépasser six, dont pas plus de quatre de la même couleur.

Sur autoroutes et routes à chaussées séparées, la signalisation de jalonnement est placée sur des potences ou des portiques surmontant chacune des chaussées pour être visibles de loin par des véhicules circulant à vitesse élevée.

Les instructions définissent 5 gammes de dimensions (tableau 22). La plus grande est réservée aux autoroutes et la suivante aux routes à plus de deux voies, les deux dernières sont réservées à des cas spéciaux (manque de place, conditions esthétiques en agglomération).

Tableau 22 – Les cinq gammes de dimensions des panneaux de signalisation				
Gamme	Triangle (côté nominal) (mm)	Disque (diamètre) (mm)	Octogone (largeur) (mm)	Carré (côté nominal) (mm)
Très grande (autoroute)	1 500	1 250	1 200	1 050
Grande (routes à plus de 2 voies)	1 250	1 050	800	900
Normale	1 000	850	800	700
Petite	700	650	600	500
Miniature	500	450	400	350

Les couleurs utilisées pour les panneaux sont strictement codifiées.

Ils peuvent être réflécorisés. La réflécorisation standard n’étant efficace que jusqu’à 4 m, il faut, au-delà de cette hauteur, utiliser des réflécorisations « haute densité ».

Les panneaux de jalonnement sur portiques peuvent également être éclairés de l’intérieur.

Précisons enfin que, comme le prescrit la loi, le droit de placer en vue du public, par tous les moyens appropriés, des indications ou signaux concernant à un titre quelconque la circulation n’appartient qu’aux administrations (nationales, départementales ou communales) chargées des services de la voirie, leur pouvoir s’exerçant dans le strict respect du Code de la route.

La hauteur réglementaire de la partie basse des panneaux au-dessus du sol est de 1 m en rase campagne. En agglomération, les panneaux peuvent être placés jusqu’à 2,30 m de hauteur pour tenir compte, en particulier, des véhicules qui peuvent les masquer.

7.5.2 Signalisation de direction

Les dispositions à respecter pour la signalisation de direction sont définies par la circulaire du 22 mars 1982 qui s’inscrit dans le cadre de l’Instruction sur la signalisation routière précitée.

Elle vise à rationaliser le choix des mentions à porter sur les panneaux en évitant à la fois un excès et une insuffisance du nombre de lieux signalés et, dans tous les cas de fréquentes discontinuités, des messages le long des itinéraires. Elle vise également à assurer une meilleure homogénéité par grandes liaisons, ce qui est une condition indispensable pour le confort et la sécurité des grands déplacements.

Elle introduit, pour les principaux axes, la signalisation verte qui permet d’augmenter le nombre de mentions pouvant être portées sur le même ensemble de panneaux.

La méthodologie proposée repose sur la notion de schéma directeur selon la démarche suivante :

- recensement des pôles (noms de lieux, zones d’activité, etc.) intéressant l’usager dans la zone considérée et classement de ces pôles en cinq catégories par ordre d’importance en fonction de la population et de l’activité de chacun d’eux (tableau 23). On associe à chaque pôle une dénomination précise qui doit correspondre le mieux possible aux habitudes des usagers. Cette dénomination est facile à définir pour des agglomérations, elle l’est parfois beaucoup moins pour des quartiers, des sites, des services ;

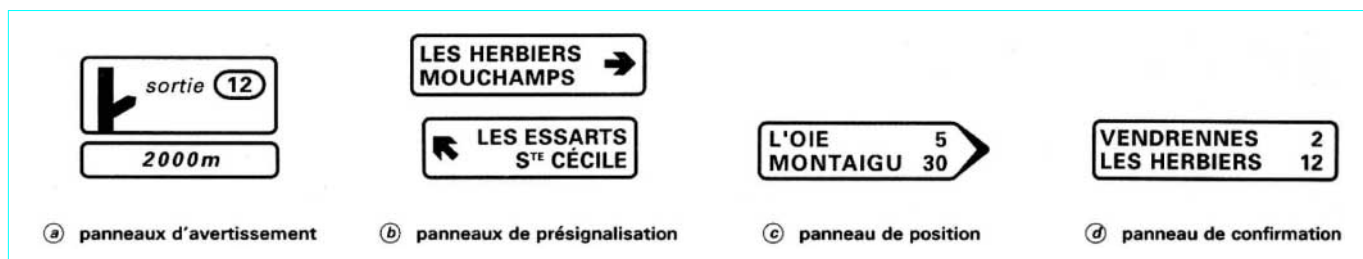


Figure 35 – Ensemble de panneaux

— recensement des liaisons entre un pôle donné et les autres pôles et classement de ces liaisons en fonction du trafic entre les pôles extrémités. Pour chaque couple de pôles, on ne retient en principe que la liaison la plus rapide, qui attire le maximum de trafic, avec une exception pour les autoroutes à péage, pour lesquelles on retient l'autoroute et un itinéraire concurrent. Les liaisons sont classées en cinq catégories en fonction du classement du pôle extrémité le moins important. Une liaison n'est prise en compte pour le jalonnement que si le temps de parcours entre les deux pôles extrémités est inférieur à un certain seuil d'autant plus important que le rang de classement de la liaison est plus élevé (un quart d'heure à cinq heures) ;

— définition de la signalisation à implanter à chaque carrefour de la liaison (ou plus exactement des liaisons dont la route considérée assure le support). Cette signalisation se caractérise par le choix des mentions et par la couleur. Celle-ci est le bleu pour l'itinéraire autoroutier. Elle peut être le blanc ou le vert pour le réseau ordinaire, la signalisation verte étant réservée à la signalisation à grande distance pour les liaisons dont les pôles extrémités sont de classe III, IV, ou V, par référence au tableau 23. Elle ne doit être utilisée que sur un nombre limité de grands itinéraires arrêtés par décision ministérielle.

Assez souvent c'est un ensemble de panneaux qu'il faut prévoir et non un panneau isolé. L'utilisateur a en effet besoin d'être alerté et de recevoir une préinformation avant le point de choix.

On distingue :

— le **panneau d'avertissement** qui met l'utilisateur en alerte à l'approche d'une sortie. Ce type de panneau est réservé aux voies rapides où les points d'échange sont espacés (figure 35 a) ;

Classe	Type de pôle	Critère de population (hab.)
I	Pôle classé d'intérêt local	$640 < P \leq 3\,200$
II	Pôle d'intérêt cantonal ou départemental	$3\,200 < P \leq 21\,000$
III	Agglomération d'intérêt départemental ou régional	$21\,000 < P \leq 80\,000$
IV	Grande agglomération d'intérêt régional ou national	$80\,000 < P \leq 400\,000$
V	Métropole d'importance nationale ou internationale	$400\,000 < P$

— le **panneau de présignalisation** qui annonce les directions desservies à l'intersection prochaine en vue d'inciter l'utilisateur à se préparer à la manœuvre qu'il devra effectuer. Il est placé à environ 3 s de parcours en amont des panneaux de position (figure 35 b) ;

— le **panneau de position** est implanté de telle sorte que l'utilisateur effectue sa manœuvre avant le panneau. Il indique les pôles desservis dans la direction considérée, il est en forme de flèche (figure 35 c) ;

— le **panneau de confirmation** indique les pôles desservis par la voie sur laquelle il est implanté. Un tel panneau est placé après une intersection à environ 15 s de parcours en aval du point où l'utilisateur pénètre sur la voie (figure 35 d).

Références bibliographiques

- | | | |
|---|---|---|
| <p>[1] <i>Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des routes nationales (ICTARN)</i>. Direction des Routes (1975).</p> <p>[2] <i>Instructions sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison (ICTAAL)</i>. Direction des Routes, oct. 1985.</p> <p>[3] <i>Recommandations pour les Terrassements Routiers (RTR)</i>. SETRA-LCPC (en cours de refonte).</p> <p>[4] <i>Fascicule 25 du Cahier des Clauses Techniques Générales</i>, juin 1989.</p> <p>[5] <i>Directives de la Direction des Routes relatives aux assises traitées</i>.</p> <p>[6] <i>Circulaire du 11 juin 1969 sur les chaussées glissantes</i>.</p> <p>[7] <i>Directives pour la réalisation de surfaces de chaussée en béton bitumineux</i>. SETRA-LCPC (1969).</p> | <p>[8] <i>Catalogue de structures types de chaussées neuves</i>. Ministère des Transports et Ministère de l'Intérieur (série de fascicules publiés à partir de 1982).</p> <p>[9] <i>Instruction interministérielle sur la signalisation routière</i>. Direction des routes.</p> <p>[10] <i>Code de la route</i>.</p> <p>[11] <i>Code de la voirie routière</i>.</p> <p>[12] <i>Instruction relative aux méthodes d'évaluation des investissements routiers en rase campagne</i>, mars 1984, et <i>circulaire modificative</i>, février 1989. Direction des Routes.</p> <p>[13] <i>Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des voies rapides urbaines (ICTAVRV)</i>. Direction des Routes (1990).</p> <p>[14] <i>Structures types de chaussées neuves</i>. SETRA-LCPC, Catalogue (1977) et actualisation (1988).</p> | <p>[15] <i>Chaussées neuves à faible trafic. Manuel de conception</i>. SETRA-LCPC (1981).</p> <p>[16] <i>Dimensionnement des renforcements des chaussées souples. Guide technique</i>. SETRA-LCPC (1978).</p> <p>[17] <i>Entretien préventif du réseau routier national. Guide technique</i>. SETRA-LCPC (1979).</p> <p>[18] <i>Recommandations, directives, notes d'information technique du SETRA-LCPC</i> (Service d'études des techniques des routes et autoroutes, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).</p> <p>[19] <i>Modes opératoires du LCPC</i>.</p> <p>[20] <i>Cahier des prescriptions communes et cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés de travaux publics</i>. Ministère de l'Équipement, Direction des Affaires Économiques et Internationales et Ministère des Finances, Commission Centrale des Marchés (publié sous forme de fascicules).</p> |
|---|---|---|