

Essais de plaques et dimensionnement des chemins d'améliorations foncières

Autor(en): **Vauthier, P.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Zeitschrift für Vermessung, Kulturtechnik und Photogrammetrie = Revue technique suisse des mensurations, du génie rural et de la photogrammétrie**

Band (Jahr): **64 (1966)**

Heft 9

PDF erstellt am: **06.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-220779>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Essais de plaques et dimensionnement des chemins d'améliorations foncières

Ph. Vauthier, Ing. dipl.

Résumé

L'auteur passe tout d'abord en revue les prescriptions en vigueur en Suisse en ce qui concerne la construction de chemins d'améliorations foncières et plus particulièrement l'essai de portance ou essai de plaques selon la norme SNV 70317.

Afin d'établir jusqu'à quel point cet essai est utilisable dans le domaine d'application considéré ici, il en rappelle les bases théoriques et fait l'historique de son développement.

L'auteur expose ensuite une méthode empirique qu'il a mise au point sur la base d'essais pratiques, permettant de prédire le résultat d'un essai de plaques à partir des données de base du problème, telles que: épaisseur de la fondation, nature du sol, qualité des matériaux de fondation, etc. Il montre que si une telle prédiction s'avère possible, cette méthode permettra également de fixer les caractéristiques d'un chemin en fonction des données naturelles.

L'auteur passe en revue ces différentes données, afin d'établir leur importance relative et d'indiquer les mesures à prendre pour garantir la bonne tenue des chemins, sans négliger l'aspect économique du problème.

En conclusion, l'auteur relève que l'essai de plaques représente un outil tout à fait valable, tant pour l'auteur du projet que pour l'entrepreneur et les organes de surveillance, mais propose, dans le cas des chemins d'améliorations foncières, une révision des valeurs prescrites jusqu'ici.

Zusammenfassung

Der Verfasser gibt zuerst einen Überblick auf die in der Schweiz für den Bau landwirtschaftlicher Güterwege anzuwendenden Vorschriften, wobei er vor allem die Belastungsversuche mit der kreisrunden, starren Platte – den Plattenversuch (SNV 70317), erläutert.

Vor seiner Beurteilung der Anwendbarkeit des Plattenversuches auf den hier in Frage stehenden Güterwegebau tritt er näher auf die theoretischen Grundlagen und die Entwicklung dieses Verfahrens ein.

Anschließend erläutert er eine empirische Methode, welche von ihm, gestützt auf praktische Versuche, entwickelt wurde, mit dem Ziel, die Ergebnisse des Plattenversuches anhand der grundlegenden Faktoren der Fragestellung: Kofferstärke, Natur des Baugrundes, Qualität des Koffermaterials usw. voraussagen zu können.

Sofern eine solche Ableitung sich als richtig erweist, wird durch dieses Verfahren die Möglichkeit geboten, die Hauptelemente eines Wegprojektes anhand der gegebenen natürlichen Bedingungen festzulegen.

Schließlich äußert sich der Verfasser noch zu diesen verschiedenen Faktoren, um deren relative Bedeutung im Hinblick auf die zu treffenden Maßnahmen zu beurteilen. Dabei darf die Dauerhaftigkeit der Wege bei aller Rücksichtnahme auf die wirtschaftliche Seite des Problems nicht beeinträchtigt sein.

Zusammenfassend hebt der Autor hervor, daß sich der Plattenversuch als Grundlage der Straßenprojektierung sehr gut eignet; der Versuch dient sowohl dem Projektverfasser wie auch dem Bauunternehmer und der Aufsichtsbehörde. Für die landwirtschaftlichen Güterwege wird jedoch eine Korrektur der zurzeit vorgeschriebenen Werte vorgeschlagen.

Les chemins agricoles du type améliorations foncières présentent une série de caractéristiques bien particulières:

- largeur carrossable réduite, impliquant un roulement concentré sur deux bandes nettement délimitées;
- en général, nécessité de pouvoir quitter le chemin ou y accéder sur toute sa longueur, d'où sollicitation accrue des bords;
- drainage de la sous-chaussée réduit au strict minimum;
- le chemin doit être sur la plus grande longueur possible à fleur de terrain, ce qui implique qu'il sera souvent fondé sur des sols de caractéristiques médiocres;
- impossibilité de modifier le tracé d'un chemin pour éviter une zone reconnue mauvaise;

Les chemins de ce type ont néanmoins été pris en considération par l'Union suisse des professionnels de la route (USPR), au même titre que les routes cantonales ou les autoroutes par exemple, et figurent en conséquence dans les normes établies par cet organisme. C'est ainsi que l'on consultera, dans le cas de revêtements hydrocarbonés, la norme SNV 40405, alors que pour les chemins à revêtement en béton, on se référera à la norme SNV 40460.

Les bases techniques ainsi créées, il apparaissait logique de chercher à en contrôler l'application dans la pratique. Ceci d'autant plus qu'il est indéniable que, par suite de l'importance du facteur économique dans le cas nous occupant ici, tant le maître de l'œuvre, à savoir les syndicats, que les auteurs des projets et les autorités octroyant des subventions sont amenés parfois à accepter des compromis ou à autoriser des dérogations dont les conséquences pour la tenue des ouvrages réalisés peuvent être lourdes.

Ces considérations ont amené le Service vaudois des améliorations foncières, qui a fait souvent œuvre de pionnier dans ce domaine, à procéder à l'acquisition d'un équipement pour l'exécution d'essais de charge avec plaques, conforme à la norme SNV 70317 et à effectuer des essais systématiques, tant sur le terrassement, avant la pose de la fondation, que sur la fondation, avant la pose du revêtement.

Afin de permettre à nos lecteurs d'apprécier les résultats des essais exécutés jusqu'à présent, rappelons succinctement les exigences des normes USPR à ce sujet:

1. Infrastructure, soit remblais, sols améliorés et, par extension, forme du terrassement en déblais $M_E = 150$, quelle que soit la nature du revêtement (SNV 40372).

2. Dans le cas d'un revêtement en enrobés hydrocarbonés, $M_E = 800$ sur la fondation terminée (SNV 40405).
3. Dans le cas d'un revêtement en béton, $M_E = 800$ sur la fondation terminée avec une tolérance possible jusqu'à $M_E = 500$ (SNV 40460).

Sur la base de ces prescriptions, les essais que nous avons effectués jusqu'à maintenant ont donné les résultats suivants:

- Essais de portance sur l'encaissement, c'est-à-dire sur le terrassement ou les remblais avant la mise en place de la fondation:
 Pourcentage de résultats insuffisants: 90%
- Essais sur des fondations terminées devant recevoir un revêtement «noir»
 Pourcentage de résultats insuffisants: 90%
- Idem sur fondations terminées devant recevoir un revêtement en béton
 Pourcentage de résultats insuffisants: 80%
- Essais de portance sur des chemins gravelés existants, devant être pourvus, après réglage d'un revêtement «noir»
 Pourcentage de résultats insuffisants: 62%
- Idem sur chemins devant recevoir un revêtement en béton
 Pourcentage de résultats insuffisants: 57%

Bien que le nombre des essais que nous avons effectués jusqu'à aujourd'hui soit encore trop faible pour pouvoir en tirer des conclusions définitives, ceux-ci nous donnent une image de la situation qui ne doit pas être très éloignée de la réalité.

En conclusion et si l'on s'en tenait à l'application étroite des prescriptions USPR, on voit que celles-ci ne seraient de loin pas remplies et la situation présenterait une gravité réelle.

Cependant, les expériences pratiques réalisées jusqu'ici montrent que, sans pour autant vouloir minimiser l'importance du problème, il n'y a pas lieu de prendre cette situation au tragique. En effet, on peut citer le cas de certains chemins d'améliorations foncières avec revêtement en béton, construits il y a une vingtaine d'années, qui donnent aujourd'hui encore entière satisfaction, alors qu'on peut affirmer sans crainte de se tromper que les conditions rencontrées en ce qui concerne les sols naturels et les fondations n'étaient pas meilleures à l'époque que maintenant.

En conséquence, nous estimons qu'il y aurait lieu de revoir ces normes USPR dans le cas des chemins type améliorations foncières et afin d'estimer le sens et l'importance de cette révision, nous allons passer en revue les facteurs influençant l'essai de plaques et leur importance relative dans le cas nous intéressant ici.

Bases théoriques de l'essai de plaques

Afin d'être à même de se faire une idée de la valeur des résultats obtenus à l'aide de cet essai et des limites de son domaine d'utilisation, il y a lieu d'avoir présent en mémoire les conditions dans lesquelles celui-ci fut mis au point.

La méthode utilisant l'essai de plaques comme moyen de contrôle a été développée en vue du dimensionnement des revêtements en béton.

Dans ce problème intervient naturellement le comportement du sol: on comprendra qu'il n'est pas facile de trouver une relation mathématique qui soit une image aussi fidèle que possible de la réalité dans ce domaine et permette en même temps la résolution des équations.

Cette représentation du sol peut se faire au moyen des deux hypothèses suivantes [1]:

1. *Hypothèse du comportement élastique du sol* conduisant à des développements mathématiques assez ardues (Boussinesq, Hogg et Burmister).
2. *Hypothèse du comportement liquide du sol*, dans laquelle ce dernier est représenté comme un liquide de densité appropriée ou comme une succession de ressorts verticaux indépendants les uns des autres. Cette hypothèse ne représente qu'assez mal la réalité; cependant, elle donne des résultats différant assez peu de ceux obtenus à l'aide de la première en ce qui concerne le dimensionnement des dalles en béton et conduit à des épaisseurs légèrement plus fortes. C'est pourquoi elle a été adoptée de façon générale (Schleicher et Westergaard).

Dans cette hypothèse, la pression sur le sol est proportionnelle aux déformations

$$\sigma = K \cdot y,$$

expression dans laquelle

σ = pression transmise de la dalle au sol,

y = déformation verticale,

K = module de réaction du sol («Bettungsziffer» dans la littérature allemande).

C'est la détermination de ce module K pour des sols en place qui a provoqué la mise au point de l'essai de plaques tel que nous le connaissons.

Cette méthode a été mise au point aux Etats-Unis, où les conditions d'essai ont été définies ainsi [2]:

La valeur de K sera déterminée au moyen d'une plaque de 30" de diamètre (env. 76 cm) chargée à 1 livre par pouce carré (0,0707 kg/cm²), soit une charge totale de 7070 livres (3200 kg): cette charge sera maintenue jusqu'à obtenir une déformation pratiquement totale.

En Suisse, cette méthode a été introduite par le Prof. Dr. R. Haefeli [3] qui l'a appliquée pour la première fois lors de la construction de l'aérodrome de Kloten.

C'est à cette occasion, en admettant l'hypothèse d'un milieu semi-infini à module de compressibilité constant, sollicité par une plaque circulaire de diamètre D chargée uniformément, que l'auteur a été amené à introduire le concept de la valeur M_E . Dans les conditions définies ci-dessus, on obtient en effet pour l'expression de la déformation verticale:

$$y = \frac{\sigma D}{M_E}$$

Le module M_E se définit alors comme étant:

$$M_E = \frac{\sigma}{y} D = \cotg \alpha \cdot D = K \cdot D,$$

α étant l'angle formé par la droite idéalisant la courbe représentant les tassements en fonction de la contrainte appliquée.

M. A. Vittoz indique dans l'article cité [1] qu'une valeur $K = 10$ peut être considérée comme bonne et correspondant à une fondation sur laquelle les camions ne laissaient aucune trace (dans le cas de Kloten). Si l'on calcule la valeur de M_E correspondant à cette valeur de K dans les conditions d'essai fixées, on obtient:

$$M_E = K \cdot D = 10 \cdot 76 = 760 \text{ kg/cm}^2$$

Au vu des résultats probants obtenus à Kloten avec cette méthode de dimensionnement, c'est cette valeur $M_E = 760$, arrondie à 800 qui a été adoptée dans les normes USPR pour les fondations devant recevoir un revêtement en béton, ceci dans le cas des autoroutes, comme dans le cas des chemins agricoles, avec toutefois la possibilité de réduction mentionnée à $M_E = 500$.

On peut par contre se demander selon quels critères la valeur minimum du module de compressibilité à obtenir sur l'encaissement a été fixée à $M_E = 150$. En effet, dans le cas de Kloten, qui semble bien avoir été déterminant pour la mise au point de ces normes, R. Haefeli avait obtenu une valeur de $M_E = 52$ en moyenne.

Dans le cas des revêtements en béton, l'essai de plaques fournit donc des résultats directement exploitables pour le dimensionnement du revêtement, puisque la «portance» ainsi déterminée intervient dans les formules de dimensionnement. Il n'en va pas de même dans le cas des revêtements en enrobés hydrocarbonés, dits «souples». En effet, le mode de travail de ces revêtements n'est pas du tout le même que celui du béton. La preuve en est que les méthodes de calcul applicables au béton ne le sont pas ici et, qu'actuellement encore, on se contente d'appliquer des méthodes empiriques ou semi-empiriques (CBR, indice de groupe, etc.), basées sur des critères entièrement différents.

Et de l'avis même de spécialistes (XII^e Congrès mondial de la Route, Rome, mai 1964) [4]: «De nos jours, la structure des chaussées souples est bien définie en ce qui concerne la qualité, mais les méthodes pour la détermination des épaisseurs de chaque couche sont encore insuffisantes.»

Malgré ceci, le concept du module de compressibilité a été repris dans les normes USPR en ce qui concerne les revêtements souples et les exigences ont été fixées à la même valeur qu'en ce qui concerne le béton, $M_E = 800$. On peut s'interroger sur la valeur d'une telle extension.

Remarquons qu'actuellement certaines méthodes sont en train d'être développées permettant de pronostiquer la durée de service d'un revêtement souple donné ou l'épaisseur de la recharge nécessaire à garantir une «vie» donnée. Ces méthodes sont basées sur l'enregistrement en continu

des déformations provoquées par un véhicule-type se déplaçant sur la chaussée.

Nonobstant le fait que ces méthodes correspondent à une vérification *a posteriori* de la portance de l'ensemble du corps de la chaussée, il semblerait, comme le montrent les essais étendus entrepris aux Etats-Unis par l'AASHO ([5], par. 2.5.2.1), qu'il existe une corrélation assez simple, pour ainsi dire linéaire, entre les résultats de la méthode décrite ci-dessus et ceux obtenus à l'aide des essais de plaques.

En définitive, il semble bien que si l'on veut tirer des conclusions de l'essai de plaques quant au dimensionnement des chemins type améliorations foncières, il y a lieu de distinguer nettement entre les deux types de revêtement possibles.

Un simple exemple le fera mieux comprendre.

Admettons une fondation mal liée en surface, dont les éléments furent (granulométrie incorrecte). Un essai de portance effectué sur une telle fondation donnera évidemment un résultat insuffisant, vu le tassement considérable qui se produira jusqu'à des pressions élevées. Pour autant que la «portance» soit plus ou moins constante sur un tronçon d'une certaine longueur, il est cependant possible de poser une dalle de béton sans danger sur une telle fondation. En effet, comme le fait remarquer A. Vittoz [1], quand le coefficient K passe de 10 à 1, c'est-à-dire que M_E passe de 760 à 76, il suffit de donner à la dalle une surépaisseur de 1 à 3 cm pour que les contraintes dans le béton restent les mêmes pour une charge donnée.

L'avantage du béton est donc net. L'exemple contraire est naturellement facile à imaginer. Si la fondation présente une alternance de zones dures et de zones de faible portance (variations dans la qualité du ballast, affleurement de couches dures dans le sous-sol), le revêtement noir suivra sans grands dommages les tassements ultérieurs inévitables, alors qu'un revêtement en béton présenterait de nombreuses fissures.

Cet exemple n'est du reste pas que théorique; il se présente au contraire souvent dans la pratique, dans les remaniements parcellaires viticoles dans lesquels les chemins à flanc de coteau sont fréquemment construits moitié en déblai, moitié en remblai.

Le dimensionnement des chemins agricoles sur la base de l'essai de plaques

On conçoit facilement que la portance de l'ensemble «encaissement + fondation» et par suite le résultat de l'essai de plaques soient fonction d'un nombre considérable de variables dont, comme on l'a vu, pour ainsi dire aucune n'est exprimable mathématiquement.

C'est pourquoi, nous basant sur les essais que nous avons exécutés jusqu'à maintenant, et nous inspirant des méthodes empiriques américaines, nous avons cherché à établir les bases qui permettraient, en évaluant les caractéristiques de la chaussée à l'emplacement d'un essai, de prédire le résultat de cet essai. Pour autant que cette méthode fournisse des résultats concluants, elle permet évidemment de fixer les caractéristi-

ques des projets analogues et d'évaluer l'importance relative des différents facteurs.

Comme jusqu'à présent, les revêtements en béton sont de loin les plus utilisés sur les chemins du type améliorations foncières, ce n'est pour l'instant qu'à leur sujet que nous avons pu mettre cette méthode au point.

Cette méthode se présente sous forme d'un tableau fournissant, pour chaque facteur entrant en ligne de compte, une série de coefficients calculés de façon que, dans des conditions moyennes à tous égards, le résultat de l'essai de plaques soit de $M_E = 500$ sur la fondation. Le résultat pronostiqué pour l'essai s'obtient donc simplement en multipliant la valeur $M_E = 500$ par la série des coefficients déterminés au vu des conditions.

Commençons par reproduire ce tableau, avant d'en discuter les différents éléments:

1. Epaisseur de la fondation

cm	10	20	30	40	50	60	70	100
Coefficient	0,3	0,5	0,65	0,85	1,0	1,2	1,4	2,0

2. Qualité des matériaux de fondation

	Granulométrie incorrecte	Bonne granulométrie	Matériaux trop « gras »
Grave	0,7	1,0	0,9
Roche concassée	1,3	1,5	1,1

3. Intensité du compactage

insuffisante	suffisante	bonne	excessive
0,9	1,0	1,2	0,9

4. Nature du sol

Nature sous-sol Epaisseur fond. cm	Tourbe, terre végétale	Argile, limon	Ballast gravier
10	0,2	0,6	0,8
20	0,3	0,7	0,9
30	0,4	0,8	1,0
40	0,5	0,9	1,1
50	0,6	1,0	1,2
60	0,7	1,1	1,4
70	0,9	1,2	1,6

5. Teneur en eau du sous-sol

Teneur eau Nature sous-sol	< opt.	opt.	> opt.
Tourbe, terre végétale	1,10	1,00	0,60
Argile, limon	1,10	1,05	0,80
Ballast, gravier	1,20	1,10	1,00

6. Délai entre pose de la fondation et essai

1 jour	1 semaine	2 semaines	1 mois	6 mois	1 année
0,85	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4

7. Temps au moment de la pose de la fondation

humide	moyen	sec
0,9	1,0	1,1

8. Trafic lourd sur la fondation

a) En fonction de la nature du sol:

	nul	faible	moyen	fort
Tourbe, etc.	1,0	0,9	0,7	0,5
Argile, etc.	0,9	1,0	0,9	0,7
Ballast, etc.	0,9	1,0	1,0	0,9

b) En fonction de la qualité du ballast:

Granulométrie Intensité	incorrecte	bonne	trop «gras»
moyenne	0,9	1,05	0,9
forte	0,8	1,0	0,8

Reprenons maintenant l'examen de détail de ces différents facteurs.

1. L'épaisseur de la fondation

On conçoit facilement qu'il s'agit là d'un des facteurs les plus importants quant au problème que nous examinons. L'influence de ce facteur est du reste double: en effet, la fondation n'intervient pas uniquement par elle-même, en absorbant une certaine proportion de la charge appliquée, pour la répartir sur une surface plus grande de l'encaissement, mais dans le cas d'une fondation insuffisante, ou tout simplement de faible épaisseur, la part de la charge devant être supportée par le sous-sol augmente fortement; ce sont alors les caractéristiques de ce sous-sol qui interviennent, et celles-ci étant en général peu favorables, la portance de l'ensemble diminue fortement. L'expérience semble montrer que l'épaisseur nécessaire pour obtenir un $M_E = 500$ est de 50 cm et que le comportement de la fondation est entièrement différent si l'on se trouve en deçà ou en delà de cette limite.

En effet, il semble que l'effet d'une charge appliquée sur une fondation de 60 ou 80 cm d'épaisseur (autoroutes, pistes d'aviation) revient à provoquer une compression, une diminution d'épaisseur de la fondation sous la surface d'application de la charge et dans le cône de répartition de celle-ci, à l'exclusion de toute autre déformation de cette fondation.

Pour une épaisseur de fondation inférieure à 50 cm au contraire, on constate qu'en plus de la compression mentionnée ci-dessus, il se produit encore une flexion de cette fondation, flexion pouvant se faire sentir jusqu'à une distance considérable du point d'application de la charge.

Cette différence de comportement s'explique si l'on considère la différence du moment d'inertie dans les deux cas.

Fait intéressant à relever, ces différences justifient l'application de l'hypothèse du comportement liquide du sol dans le premier cas ci-dessus et de l'hypothèse du comportement élastique du sol dans le second cas, donc celui des fondations de faible épaisseur.

L'épaisseur de la fondation étant une des rares données du problème sur laquelle il est possible d'agir, et l'influence de celle-ci sur la portance de la chaussée étant beaucoup plus marquée que celle d'autres facteurs, il est nécessaire d'examiner en détail les incidences financières d'une modification de « doctrine » sur ce point. On constate en effet que les épaisseurs adoptées jusqu'à présent par les auteurs des projets varient entre 25 et 35 cm.

Nous reviendrons sur ce point dans nos conclusions.

2. La qualité des matériaux de fondation

Celle-ci est prescrite par les normes USPR (SNV 70120), sur la base d'une courbe de Fuller, le diamètre maximum autorisé des éléments étant de 100 mm.

La validité de cette norme semble bien confirmée par la pratique, tout au moins du point de vue nous intéressant ici; en effet, une grave présentant par exemple un manque d'éléments entre 5 et 20 mm de diamètre,

c'est-à-dire caractérisée par une «granulométrie incorrecte», sera effectivement difficile, si ce n'est impossible à compacter. On obtiendra une surface difficile à bloquer, fuyant sous les charges, ce qui, naturellement, correspond à une valeur M_E faible et peut être préjudiciable à un revêtement «noir», comme nous l'avons exposé plus haut.

Le danger que représente, par contre, quant à la portance, un excès de matériaux fins, ce que l'on définit par le terme de «matériaux trop gras», est moins marqué. En effet, à l'extrême, on en arrive au revêtement du type «pénétration à l'eau» («wassergebundene Schotterstraße») qui, comme on le sait, dans des conditions hygrométriques favorables, donne un «revêtement» d'une dureté inégalable.

Mais à cette question est naturellement liée celle de la résistance au gel de la chaussée. La norme SNV 70120 est claire à ce sujet: à partir d'une teneur en éléments inférieurs à 0,02 mm supérieure à 3%, une grave doit être considérée comme gélive.

C'est là un point qui mérite réflexion, les questions à examiner étant de deux ordres différents:

1. Les gravières à même de fournir des matériaux répondant à ce critère ne sont pas nombreuses en Suisse, de sorte que l'observation stricte de cette condition pourrait conduire à des dépenses excessives vu les frais de transport élevés qui en résulteraient. De plus, dès que l'on recherche des graves présentant une faible teneur en éléments fins, on retrouve des matériaux dits «propres», c'est-à-dire présentant les caractéristiques d'un ballast à béton. Mais la transition entre les éléments inférieurs à 0,02 mm et ceux à diamètre immédiatement supérieur n'étant pas brusque, on retombe immédiatement dans le cas des graves à granulométrie incorrecte, donc difficiles à compacter.
2. L'étude de la question du critère de gélivité ne peut pas encore, à l'heure actuelle, être considérée comme achevée.

Le seuil de danger se trouve-t-il bien à 0,02 mm et à 3%, les profondeurs de gel sont-elles bien celles admises pour nos régions? Il serait téméraire de l'affirmer, et du reste de nombreuses études sont encore en cours à ce sujet.

La preuve de l'incertitude régnant encore dans ce domaine peut être trouvée dans le fait qu'après s'en être tenues strictement au critère de la norme SNV 70120, de nombreuses directions des travaux de chantier d'autoroutes ont fait preuve par la suite d'une plus grande tolérance et ont autorisé des teneurs en fines atteignant 5,5 et même 8% [6].

De plus, il y a lieu d'ajouter que dans le cas des chemins agricoles interviennent d'autres facteurs. Ainsi, les épaisseurs fondation + revêtement étant comprises normalement entre 40 et 50 cm, on peut affirmer que la fondation se trouve généralement entièrement dans la zone affectée par le gel, ceci sans qu'il en résulte apparemment des dommages catastrophiques. Ne cite-t-on pas le cas de tel chemin qui se soulève de 15 à 20 cm en période de gel, pour reprendre son assise par la suite?

Cette insensibilité plus ou moins réelle au gel doit provenir pour une bonne partie du fait que le trafic sur les chemins en question est extrêmement faible, pour ne pas dire nul, pendant les périodes critiques du dégel.

En résumé, nous estimons qu'entre le danger de la gélivité et celui de la difficulté de compactage, il y a lieu de faire un choix, et que pour les chemins d'améliorations foncières, c'est la nécessité d'obtenir un bon compactage qui doit l'emporter.

Un autre point très intéressant ressortant de notre tableau est le fait qu'une fondation constituée de roche concassée permet d'obtenir de très bons résultats quant à la portance.

Ce résultat de notre expérience est du reste confirmé par les essais effectués par l'AASHO et que nous avons déjà cités ([5], par. 2.2.23 et 2.6.1).

Il y a là une voie extrêmement prometteuse à suivre quant à la conception des chemins agricoles. Nous estimons que chaque fois qu'un chantier pourrait être alimenté à des conditions économiques concurrentielles en matériaux concassés de qualité satisfaisante, cette possibilité devrait être prévue au stade de l'étude du projet et de la mise en soumission déjà.

Cette possibilité est d'autant plus intéressante que la portance de la fondation ainsi réalisée est peu sensible à une variation de granulométrie des éléments. Dans le cas d'un chemin de montagne par exemple, il est possible d'utiliser pour ainsi dire sans préparation les déblais rocheux provenant des terrassements.

3. L'intensité de compactage

Il s'agit là d'un des facteurs qu'il est le plus facile d'influencer en fonction des conditions rencontrées, mais dont le mode d'action est, chose curieuse, un des moins bien connus. Nous avons eu par exemple l'occasion de voir une entreprise utiliser un rouleau à pneus de 16 t pour compacter une fondation de 25 cm sur un sous-sol argileux très humide. Les conséquences d'une telle manière de faire étaient pourtant faciles à prévoir: remontées d'argile à travers la fondation et perte totale de portance du sous-sol.

Dans ce domaine, le mieux peut être l'ennemi du bien: un excès de compactage peut être aussi néfaste qu'un compactage insuffisant.

Il est difficile d'établir des règles précises à ce sujet: même les normes USPR (SNV 40374) y relatives sont à appliquer avec prudence. Seuls des essais effectués dans les conditions réelles du chantier considéré pourront permettre d'établir quelques points de repère.

Une complication supplémentaire inhérente aux chantiers d'améliorations foncières provient du fait que ces chantiers sont généralement de faible importance, ce qui fait que l'entrepreneur hésite à les doter d'un parc de rouleaux varié, alors que précisément sur ces chantiers, les conditions rencontrées sont extraordinairement diversifiées.

L'idéal consiste donc à trouver l'engin passe-partout qui puisse s'adapter à ces conditions si diverses: il semble bien que cet engin soit le rouleau d'un poids compris entre 1 et 5 t pouvant travailler soit comme rouleau statique sur les fonds d'encaissement en déblai et sur les fondations avant la pose du revêtement, soit comme rouleau vibrant dans les autres cas.

Un rouleau à pneus peut également se révéler utile sur les remblais d'une certaine hauteur constitués de matériaux terreux.

En l'absence d'un appareil d'essais de plaques en permanence sur le chantier, l'expérience du conducteur du rouleau et du contremaître est primordiale pour savoir à quel moment il convient d'interrompre le compactage. Cette expérience peut du reste être améliorée à l'aide d'essais de plaques permettant d'étalonner les «impressions» des intéressés.

4. *La nature du sol*

Il s'agit là, comme du reste dans une moins forte mesure pour la teneur en eau du sol, d'une des données du problème qu'il n'est pas possible de modifier.

Il va de soi qu'il y aurait lieu autant que possible de déterminer ces données avant même d'établir le projet, puisqu'une question aussi importante que l'épaisseur de la fondation lui est intimement liée et que par là même, toute la question économique est en jeu.

Nous n'apprenons rien à personne en affirmant qu'il y aurait encore bien des progrès à réaliser sur ce point. Dans un projet de remaniement comprenant une dizaine de kilomètres de chemins, c'est tout juste si l'on prévoit deux épaisseurs différentes de la fondation, avec éventuellement la possibilité d'augmenter ces épaisseurs par tranches de 10 cm, possibilité laissée à la responsabilité du surveillant des travaux.

Dans le cadre du problème nous intéressant ici, on conçoit aisément que l'importance du rôle que joue la nature du sol est inversement proportionnelle à l'épaisseur de la fondation, comme nous l'avons déjà exposé plus haut, l'importance de ce rôle augmentant encore au fur et à mesure que la qualité du sous-sol diminue.

On retrouve là malheureusement une des caractéristiques des travaux du type améliorations foncières, à savoir que les chemins projetés doivent suivre autant que possible le terrain naturel et qu'il n'est guère possible de les abaisser ou de les surélever pour éviter les mauvais terrains. De même, un déplacement en situation de ces chemins, en cours d'exécution, est généralement impossible pour des raisons de répartition des parcelles.

Remarquons que sur la base des coefficients donnés sous chiffres 1 et 4, il est possible, toutes autres conditions étant égales, de déterminer à l'aide d'un essai de plaques de combien il faudrait augmenter une fondation pour obtenir la valeur prescrite $M_E = 500$.

Il suffit pour cela d'établir une nouvelle table obtenue en multipliant les deux coefficients considérés:

Nature sol Épaisseur fond. cm	Tourbe, terre végétale	Argile, limon	Ballast, gravier
10	0,06	0,18	0,24
20	0,15	0,35	0,45
30	0,26	0,52	0,65
40	0,43	0,76	0,84
50	0,60	1,00	1,20
60	0,84	1,32	1,68
70	1,26	1,68	2,24

Exemple

Un essai exécuté sur une fondation de 30 cm d'épaisseur posée sur un sol tourbeux a donné la valeur $M_E = 300$. A quelle épaisseur faut-il porter la fondation?

Le nouveau coefficient doit être de: $\frac{500}{300} 0,26 = 0,434$

La table nous donne alors $e \cong 40$ cm

Une augmentation de l'épaisseur de la fondation de 10 cm seulement suffit déjà

Dans le cas d'un sol argileux par contre:

Nouveau coefficient: $\frac{500}{300} 0,52 = 0,866$

Nous trouvons dans la table, par interpolation $e \cong 45$ cm

Donc une augmentation d'épaisseur de 15 cm.

5. La teneur en eau du sous-sol

Il s'agit de la teneur en eau naturelle du matériel en lui-même, que l'on constate lors de l'ouverture d'une excavation par exemple, et non pas d'une humidité superficielle, qui sera étudiée sous chiffre 7.

Cette teneur en eau représente à nouveau une donnée physique du problème. Mais contrairement à ce que nous avons vu dans le cas de la nature du sol, c'est une donnée sur laquelle il est possible d'agir, dans certaines limites tout au moins, par la mise en place d'un drainage principalement.

Il y a donc lieu de tenir compte de cette éventualité si l'on procède à une campagne préliminaire d'essais de portance.

On remarquera que l'effet d'une teneur en eau insuffisante est beaucoup moins sensible que celui d'un excès d'humidité. Il y a lieu de considérer cependant que certains matériaux sont incompactables en cas de manque d'humidité par trop marqué (remblais exécutés dans le courant d'un été sec).

6. Délai entre la pose de la fondation et l'essai

C'est un fait d'expérience qu'une fondation qu'on laisse se tasser, se «reposer», voit ses caractéristiques s'améliorer, tout spécialement lorsqu'elle est soumise pendant ce temps à un trafic léger.

La meilleure preuve en est que les essais effectués sur des chemins en service depuis quelques années donnent en général des résultats satisfaisants, ceci pour autant, bien sûr, que les autres conditions se tiennent dans certaines limites.

Ce facteur correspond en définitive à une réévaluation de la portance de la fondation pour les conditions qui prévaudront une fois le chemin en service. Elle peut toutefois correspondre à une amélioration de 65% au moins dans le cas d'un essai effectué 1 jour après la pose de la fondation.

7. Le temps au moment de la pose de la fondation

Ce facteur tient compte de l'humidité présente en surface sur l'encaissement au moment de la pose de la fondation, ainsi que de l'humidité de la grave elle-même. En effet, l'expérience semble montrer – tous les praticiens sont d'accord sur ce point – que si l'on recouvre de ballast une planie mouillée, ou simplement humide, il est extrêmement difficile, voire impossible, de faire disparaître cette humidité par la suite, ceci même dans les conditions météorologiques les plus favorables. Tout se passe comme si la couche de grave agissait comme un isolant.

Et l'on conçoit aisément l'effet néfaste d'une humidité excessive sur des terrains généralement argileux, quand bien même cette humidité ne serait que superficielle: elle intervient en effet dans la couche du sous-sol la plus sollicitée. Il ne faut pas chercher d'autre raison aux remontées d'argile à travers la fondation que l'on constate si souvent sur les chemins agricoles en construction, à l'axe, entre les voies des véhicules.

8. Le trafic lourd sur la fondation

Il s'agit là à nouveau d'une caractéristique spécifique aux chemins type améliorations foncières: en effet, dans la presque totalité des cas, ces chemins sont construits dans des terrains agricoles, où tout dommage suscite la réprobation compréhensible des propriétaires. L'entrepreneur peut s'estimer heureux si ces terrains ne sont pas déjà en culture au moment des travaux, et cela généralement à ras de l'emprise future du chemin.

Dans ces conditions, il ne reste à l'entrepreneur qu'à exécuter tous ses transports en empruntant le tracé du chemin en construction.

Il est superflu de s'étendre sur le danger que cette manière de faire représente, pour une fondation terminée, par exemple; pour s'en rendre compte, il suffit de considérer que le même chemin, une fois muni de son revêtement, n'est pas dimensionné pour supporter un trafic intense de camions: à combien plus forte raison faut-il éviter un tel trafic sur la fondation non munie de son revêtement, celui-ci intervenant pour les trois-quarts en ce qui concerne l'effet de répartition de la charge.

Les conséquences d'un tel trafic? On les constate aisément au moment de la mise en place du revêtement, qu'il soit noir ou en béton: une fondation reconnue parfaite se transforme en quelques heures en une suite ininterrompue de creux et de bosses; les organes compétents doivent s'estimer heureux si l'on ne constate pas des remontées d'argile à travers le ballast. Il serait intéressant d'approfondir cette question en procédant à un examen détaillé de la fondation lorsque l'on constate des ruptures apparemment inexplicables de revêtement.

Remarquons par contre, comme nous l'avons déjà mentionné d'ailleurs, que pour autant que les caractéristiques du sous-sol soient favorables, un trafic léger sur une fondation ne peut être que bénéfique. C'est ce qu'indique l'augmentation de 0,9 à 1,0 de la valeur du coefficient 8a lorsque l'on passe d'un trafic «nul» à un trafic «faible», ceci dans le cas des sous-sols argileux ou graveleux seulement.

A l'aide du coefficient 8b, nous avons voulu tenir compte du fait que l'influence du trafic lourd varie selon les caractéristiques de la grave constituant la fondation. Comme nous l'avons déjà indiqué, une grave à granulométrie irrégulière sera dérangée superficiellement sous l'effet du trafic. L'essai de plaque s'en ressentira naturellement, mais ce fait semble être de moindre importance quant à la portance de la sous-chaussée.

Il n'en va pas de même par contre dans le cas d'une fondation constituée par un ballast trop «gras». Sur celle-ci, le trafic lourd provoque un effet de malaxage qui correspond à une destruction de la structure s'étendant jusque dans le sous-sol. Il est extrêmement difficile par suite de redonner la cohésion nécessaire à une fondation ainsi endommagée et il n'existe parfois plus d'autre solution que de l'éliminer entièrement y compris souvent une certaine épaisseur du sous-sol également disloqué.

On voit les frais que cette manière de faire peut entraîner.

Nous avons ainsi passé en revue les facteurs qui, à première vue, semblent permettre la prévision du résultat d'un essai de plaque et, par conséquent, être déterminants pour le dimensionnement d'un chemin agricole. Il se peut qu'une étude plus approfondie de la question en fasse apparaître d'autres, mais l'influence de ceux-ci est certainement moins marquée.

L'application de cette méthode aux essais que nous avons effectués jusqu'ici montre qu'en valeur absolue, le résultat de l'essai peut être assez différent de la valeur calculée, mais que néanmoins l'ordre de grandeur est respecté. On conçoit qu'il soit éventuellement encore nécessaire d'apporter certaines corrections aux coefficients indiqués et que d'autre part des facteurs comme la teneur en eau du sol ou le trafic lourd ayant circulé sur la fondation soient parfois difficiles à estimer.

Une période d'observation plus étendue permettra certainement d'éclaircir ces points.

Conclusions

a) Valeur de l'essai de plaques

Appliqué à la construction routière, il semble bien que cet essai soit à même de fournir des résultats valables. En effet, dans ce cas, la charge

d'essai (4,5 kg/cm² sur une plaque de 700 cm², soit 3150 kg) n'est pas loin de la charge sollicitant la fondation dans les conditions ultérieures d'utilisation du chemin.

Tel ne serait pas le cas, par contre, si l'on effectuait l'essai à l'emplacement d'une future fondation de pont ou de bâtiment par exemple. En effet, la pression spécifique serait peut-être la même, mais l'effet global de cette charge, sans proportion avec la charge d'essai, serait entièrement différent. Il se produit là un phénomène analogue à l'effet de groupe dans le cas des fondations sur pieux: les sollicitations dues à la plaque n'intéressent qu'une faible épaisseur du sol, alors que celles dues à la charge réelle se font sentir jusqu'à une grande profondeur, de sorte qu'il n'est pas possible de comparer les deux cas de charges, vu l'hétérogénéité du sous-sol.

Certains auteurs ont cependant émis quelques doutes au sujet de cette méthode: ainsi J. Boros [7]; ces restrictions se rapportent principalement à l'utilisation de l'essai de plaques sur le terrain naturel formant l'encaissement: elles rejoignent l'opinion que nous exprimions au début de cet article, à savoir qu'on peut se demander jusqu'à quel point l'application d'une méthode mise au point dans un cas particulier – le contrôle d'une fondation – peut être étendue au cas d'un terrain naturel.

En résumé, ces restrictions reviennent à affirmer que l'essai du terrain naturel devrait se faire dans des conditions non perturbées, donc avant l'ouverture de l'encaissement et que, d'autre part, cet essai ne peut pas remplacer toute une série d'autres contrôles, tels qu'on les effectue régulièrement sur des chantiers importants.

b) Le cas particulier des chemins d'améliorations foncières

Ce cas se distingue de celui des autoroutes ou de pistes d'aviation par le fait que les devis, et par conséquent les budgets, y sont naturellement beaucoup moins importants. C'est pourquoi, il est en règle générale exclu d'y prévoir un poste «études géotechniques» par trop conséquent. La nécessité de telles études semble d'ailleurs moins évidente dans notre cas, vu les sollicitations relativement faibles de ces chemins.

Dans ce contexte, il semble bien que l'essai de plaques soit à même de fournir des résultats valables sans frais excessifs, que ce soit au stade du projet ou à celui de l'exécution des travaux. Il représente certainement un moyen de contrôle appréciable, alors que jusqu'à maintenant – on peut l'affirmer sans crainte de se tromper – ce contrôle se résumait à peu de chose. Le temps n'est en effet pas loin où le texte des soumissions était libellé ainsi: «compaction de la fondation jusqu'à satisfaction du surveillant»!

L'outil étant ainsi créé, il importe maintenant d'en fixer les modalités d'utilisation, c'est-à-dire de fixer les normes qui seront applicables au cas de chemins d'améliorations foncières.

Comme nous l'avons exposé à plusieurs reprises, ce cas se distingue nettement de celui des autoroutes, routes cantonales ou pistes d'aviation, la différence principale résidant dans l'importance et la fréquence des charges appliquées.

Aux termes de la norme SNV 40405, les chemins en question sont à ranger dans le groupe I, caractérisé par un «trafic très léger», soit de 1 à 30 passages journaliers de camions. On peut même affirmer que dans notre cas, la moyenne est plus près de 1 que de 30 passages, pour des conditions d'économie agricole normales.

Comme il semble actuellement acquis que les dommages causés à une chaussée sont proportionnels à la fréquence d'application des charges lourdes, que nous avons vu que cette fréquence est faible et que la pratique actuelle tient compte de ces faits en réduisant au minimum l'épaisseur de la fondation et du revêtement des chemins agricoles, il ne serait pas logique – et irréalisable pratiquement – d'appliquer à ces chemins les mêmes critères qu'à des ouvrages dont on sait d'avance que la fondation sera comprise entre 50 et 80 cm d'épaisseur.

Il apparaît donc raisonnable d'abaisser la valeur de la portance, fixée – répétons-le – dans des cas ne tenant pour ainsi dire pas compte des conditions que nous rencontrons dans notre domaine d'application.

La limite inférieure de cette diminution est donnée par la condition que la chaussée doit pouvoir supporter – compte tenu des coefficients de sécurité usuels – au moins un passage du véhicule-type considéré.

Sur la base statistique des essais que nous avons effectués jusqu'à maintenant et par comparaison avec les conditions prévalant dans le cas de nombreux chemins existants, qui, pour certains, sont en service depuis une vingtaine d'années et donnent entière satisfaction, nous estimons que les valeurs M_E à exiger devraient être fixées ainsi:

Sur l'infrastructure	$M_E = 100$
Sur une fondation devant recevoir un revêtement noir	$M_E = 400$
Sur une fondation devant recevoir un revêtement en béton	$M_E = 250$

Il y a lieu d'admettre une certaine tolérance si la valeur obtenue entre 0,5 et 1,5 kg/cm², respectivement 1,5 et 2,5 kg/cm² de pression est inférieure à ces valeurs, à condition que celle obtenue entre 1,5 et 2,5 kg/cm², respectivement 2,5 et 3,5 kg/cm² atteigne, elle, ces valeurs-limite.

Si la réduction des valeurs M_E sur la fondation atteint 50% de celles fixées par les normes, celle admise pour la valeur à obtenir sur l'infrastructure n'est que de 33%.

Ceci se justifie par le fait que si le rôle de la portance du sol est négligeable dans le cas d'une grande épaisseur de la fondation, il n'en va pas de même pour une faible épaisseur de cette fondation et que, d'autre part, on peut affirmer que s'il est difficile d'obtenir $M_E = 150$ sur un sol, il n'en est pas ainsi pour la valeur $M_E = 100$: on se trouve là à un seuil de résistance, pour autant que les conditions d'humidité soient normales, ce qu'il appartient également à l'essai de démontrer.

Il n'est pas sans intérêt ici d'examiner comment se présenterait le tableau que nous avons donné au début de cet article si nous lui appliquions les normes que nous venons d'établir:

	Résultats insuffisants
Sur l'encaissement	40 %
Sur fondations prêtes pour revêtement noir	60 %
Sur fondations prêtes pour revêtement béton	52 %
Sur chemins gravelés prêts pour revêtement noir	14 %*
Sur chemins gravelés prêts pour revêtement béton	44 %

* Ce résultat très favorable ne doit pas induire en erreur, vu que la plupart des essais correspondants ont été effectués sur des chemins de montagne dont la fondation était composée de pierres concassées.

Comme il fallait s'y attendre, le pourcentage de résultats insuffisants s'est sérieusement amélioré: pour un plus grand nombre d'essais, il devrait se stabiliser non loin des 50 %; on peut en conclure que les valeurs ont été choisies de façon heureuse et qu'une fois que la nécessité de prendre les mesures appropriées se sera imposée tant auprès des auteurs de projet qu'auprès des entrepreneurs, les prescriptions ainsi fixées pourront être observées sans exception.

En ce qui concerne les auteurs des projets et les autorités compétentes, il est nécessaire qu'ils se persuadent qu'il est inutile de prévoir une fondation d'une épaisseur inférieure à 30 cm; la question de savoir si cette épaisseur doit être augmentée au delà de cette valeur ressort de considérations financières, mais en dessous de ce chiffre il ne semble pas qu'il soit possible de parler de construction rationnelle.

De même une attention plus grande devrait être portée à la question du drainage de l'encaissement des chemins.

En ce qui concerne les entrepreneurs, ils constateront à la lecture de cet article qu'il dépend pour une bonne partie de la bienfaisance de leur travail que les chemins d'améliorations foncières répondent à ce que l'on attend d'eux.

Les considérations ci-dessus ne reposent encore que sur des bases statistiques assez restreintes; elles paraissent cependant donner une image assez exacte de la réalité et ne remettent en question aucun principe fondamental admis jusqu'ici. Il ne s'agit que d'une mise à jour de notions généralement connues de façon empirique, mais que l'essai de plaque permet maintenant de chiffrer.

Nous ne manquerions pas d'apporter à notre étude les corrections dont des expériences ultérieures pourraient révéler la nécessité et c'est du reste avec intérêt que nous examinerions toutes les suggestions que nos lecteurs pourraient estimer utile de faire concernant les points que nous avons traités.

Bibliographie

- [1] «Les routes en béton», par A. Vittoz. La Route en Béton, N° 17 (juillet 1953) et N° 18 (octobre 1953).
- [2] «Revêtements bétonnés aux U.S.A.», par Henri Grimond et Guy Saias. Editions Eyrolles, Paris 1956.

- [3] «Erdbauliche Methoden zur Dimensionierung der Pisten beim Bau des Flughafens Kloten», par le Prof. Dr R. Haefeli et W. Schaad. Mitteilung aus der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH, N° 14 (reproduit dans Route et Circulation routière, vol. 34, N° 5, 1948).
- [4] «XII^e Congrès mondial de la Route, Rome, mai 1964», par R. Pesson. Route et Circulation routière, vol. 51, N° 10, octobre 1965.
- [5] «The AASHO Road Test – Report 5 – Pavement Research». Highway Research Board, Special Report 61E. National Academy of Sciences, National Research Council Publication N° 954. Washington, D.C., 1962.
- [6] «Die Nationalstraße N1 im bernischen Bipperramt; VI: Geotechnische Erfahrungen», par F. Kilchenmann. Route et Circulation routière, vol. 52, N° 6, juin 1966, p. 362.
- [7] «Die Tragfähigkeit des Untergrundes bei Autobahnen mit dem M_E -Wert definiert», par J. Boros. Route et Circulation routière, vol. 51, N° 10, octobre 1965.

Grundsätze der Raumordnung in Deutschland

Der Begriff «Raumordnung» wird in Deutschland ähnlich verwendet wie der Begriff «Landesplanung» in der Schweiz. Die Bundesrepublik Deutschland hat am 8. April 1965 ein Raumordnungsgesetz erlassen, das am 22. April 1965 in Kraft getreten ist. Es bestimmt einheitlich für alle Planungsebenen – Bund, Länder, Regionen und Gemeinden – die allgemeinen Aufgaben und Ziele sowie die Grundsätze der Raumordnung. «Das Bundesgebiet ist in seiner allgemeinen räumlichen Struktur einer Entwicklung zuzuführen, die der freien Entfaltung der Persönlichkeit in der Gemeinschaft am besten dient. Dabei sind die natürlichen Gegebenheiten sowie die wirtschaftlichen, sozialen und kulturellen Erfordernisse zu beachten.» Im weiteren wird bestimmt, es sei das Ziel der Wiedervereinigung des gesamten Deutschlands zu berücksichtigen und seine Wiedervereinigung zu fördern. «Die Raumordnung im Bundesgebiet hat die räumlichen Voraussetzungen für die Zusammenarbeit im europäischen Raum zu schaffen und sie zu fördern. Die Ordnung der Einzelräume soll sich in die Ordnung des Gesamttraumes einfügen. Die Ordnung des Gesamttraumes soll die Gegebenheiten und Erfordernisse seiner Einzelräume berücksichtigen.»

Nach der Festsetzung der erwähnten Aufgaben und Ziele werden in neun Absätzen wesentliche Grundsätze der Raumordnung genannt, die in ganz Deutschland zu beachten sind. Die Länder können weitere Grundsätze aufstellen; diese dürfen aber dem Bundesrecht nicht widersprechen. Von Bundes wegen gelten unter anderem folgende Grundsätze der Raumordnung:

A. Die räumliche Struktur der Gebiete mit gesunden Lebens- und Arbeitsbedingungen sowie ausgewogenen wirtschaftlichen, sozialen und kulturellen Verhältnissen soll gesichert und weiter entwickelt werden.

In Gebieten, in denen eine solche Struktur nicht besteht, sollen Maßnahmen zur Strukturverbesserung ergriffen werden.